

PLANOS DE EMERGÊNCIA DE BARRAGENS

Definição de Caudais Críticos para Avisos de
Descargas Elevadas
O Caso dos Aproveitamentos Hidroelétricos do
Baixo Sabor e Pocinho

PEDRO RODRIGUES PIRES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor Rodrigo Jorge Fonseca de Oliveira Maia

Coorientador: Engenheiro Adriano Filipe Monteiro de Oliveira

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

“Viver, Desafiar e Vencer”

Avô Augusto Cunha Rodrigues

AGRADECIMENTOS

Para começar, gostaria de agradecer ao Professor Doutor Rodrigo Maia pela orientação prestada, pela disponibilidade e ensinamentos transmitidos.

Ao Engº Adriano Oliveira, o meu muito obrigado por todo o tempo que disponibilizou para me acompanhar na realização desta dissertação, todos os elementos que me forneceu que foram fulcrais e por toda a paciência que teve para ultrapassar momentos de maior dificuldade, demonstrando sempre várias alternativas.

À EDP Produção pela oportunidade de realizar a dissertação em ambiente empresarial, que me permitiu desenvolver várias competências a nível técnico e social. A todos os elementos da mesma, que de diferentes formas me fizeram sentir em casa, por toda a sabedoria passada e não esquecendo, pela companhia durante os almoços.

A todos os meus amigos que ao longo deste tempo me acompanharam.

Em especial um grande agradecimento aos meus pais, pelo apoio incondicional, por tudo o que fizeram e continuam a fazer para que atinja os meus objetivos, que sem eles, não eram possíveis. À minha irmã Raquel por estar sempre presente e à minha avó Isabel por todas as palavras de apoio e preocupação.

Por ultimo, mas não menos especial, um agradecimento à minha namorada Francisca por me manter sempre focado, por todo o apoio, por toda a preocupação que demonstrou e por todo o tempo que disponibilizou para me ajudar.

.

RESUMO

Com a reformulação do Regulamento de Segurança de Barragens, em 2007, foi incluído, no mesmo, uma elaboração mais detalhada do Plano de Emergência Interno (PEI) tendo em conta pormenores importantes para o caso de vários cenários desfavoráveis. Embora o objetivo principal do PEI seja o de minimizar as afetações no vale a jusante para o cenário mais gravoso, isto é, em caso de rotura de barragens, está também previsto no PEI o acionamento de Avisos de descargas elevadas durante a ocorrência de cheias.

Para o cenário de descargas elevadas associado às barragens dos AH do Baixo Sabor e do Pocinho foi realizado o estudo das suas afetações no vale a jusante recorrendo a um modelo numérico para canais naturais introduzido no software de simulação HEC-RAS. Na zona de estudo, que compreendeu os rios Douro e Sabor na albufeira da Valeira, sabendo que a maior parte do vale é encaixado foi realizado um modelo unidimensional, complementado por um modelo em duas dimensões na Foz do Sabor, devido às características mais alargadas do seu vale nessa zona e à presença significativa de leitos de cheia.

Os resultados obtidos no modelo ajudaram na implementação de um ou mais caudais críticos no âmbito dos Planos de Emergência Internos das barragens dos AH do Baixo Sabor e do Pocinho, para os quais haverá necessidade de soar um Aviso sonoro de descarga elevada.

PALAVRAS-CHAVE: Plano de Emergência Interno, descargas elevadas, HEC-RAS, caudais críticos, avisos às populações.

ABSTRACT

With the reformulation of the Dams Safety Regulation in 2007, a more detailed elaboration of the Internal Emergency Plan was included, taking into account important details in the case of several unfavorable scenarios. Although the main objective of the IEP is to minimize the impacts in the downstream valley for the worst scenario, as in case of dam failures, it is also foreseen in the IEP to trigger high discharge warnings during floods.

For the high discharges scenario associated with the hydroelectric dams of Baixo Sabor and Pocinho, a study was made of their effects in the downstream valley using a numerical model for natural channels introduced in the HEC-RAS simulation software. In the study area, which comprised the Douro and Sabor rivers in the Valeira reservoir, knowing that most of the valley is deep, a one-dimensional model was performed, complemented by a two-dimensional model in Foz do Sabor, due to the broader characteristics of Its valley in this zone and the significant presence of floodplains.

The results obtained in the model helped to implement one or more critical flows within the scope of the Internal Emergency Plans of the hydroelectric dams of Baixo Sabor and Pocinho, for which there will be a need to trigger a high discharge sound warning.

KEYWORDS: Internal Emergency Plan, high discharges, HEC-RAS, critical flows, warnings to the populations.

APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

Em 1976, através da fusão de 13 empresas do setor elétrico português nasce a EDP, na altura, Eletricidade de Portugal. Sem nunca parar de crescer e evoluir tornou-se numa empresa multinacional e na maior empresa não financeira em Portugal.



A EDP Gestão da Produção de Energia S.A. inserida no Grupo EDP – Energias de Portugal S.A., desenvolve a sua atividade no sector energético, atuando em várias geografias e segmentos da cadeia de valor (EDP, 2017).

O Objeto Social da EDP Produção consiste em (EDP, 2017):

- Produção, compra, venda, importação e exportação de energia sob a forma de eletricidade e outras, resultante da exploração de instalações próprias ou alheias, com a obrigação, que nos termos da lei lhe seja exigível, de garantir, em última instância, a evolução sustentada do sistema electroprodutor nacional;
- Compra e venda de qualquer tipo de combustíveis utilizados para a produção de energia, bem como o afretamento do correspondente transporte;
- Compra e venda de direitos de produção de energia, designadamente no contexto de políticas ambientais;
- Atuação no mercado de produtos derivados no quadro da otimização das transações referidas nos números anteriores;
- Promoção, dinamização e gestão de modo direto ou indireto de instalações e empreendimentos;
- Exploração de serviços e na realização das operações civis e comerciais, industriais e financeiras, relacionadas, direta ou indiretamente, no todo ou em parte, com o seu objeto ou que sejam suscetíveis de facilitar ou favorecer a sua realização;
- Elaboração de estudos e o desenvolvimento de projetos, bem como a prestação de quaisquer outros serviços conexos com as atividades suprarreferidas.

A Direção de Engenharia de Barragens tem como missão garantir o desenvolvimento do parque electroprodutor através da realização de estudos, projetos e gestão de investimentos de produção, de forma eficiente, criando valor e contribuindo para o crescimento sustentado e desenvolvimento do negócio, em tecnologias e geografias estratégicas para o grupo. (EDP, 2017)

A área de Hidráulica tem a seu cargo, entre outras responsabilidades, a elaboração de estudos de avaliação dos riscos a jusante de barragens e dos respetivos Planos de Emergência Internos. A presente dissertação foi realizada em ambiente empresarial tendo como enquadramento o estudo de caudais críticos para aviso de descargas elevadas no âmbito do planeamento de emergência de barragens.

ÍNDICE GERAL

| | |
|---|------------|
| AGRADECIMENTOS | I |
| RESUMO | III |
| ABSTRACT | V |
| APRESENTAÇÃO DA EMPRESA | VII |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA DO ESTUDO | 2 |
| 1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO | 2 |
| 2 ENQUADRAMENTO GERAL | 5 |
| 2.1. LEGISLAÇÃO PORTUGUESA - REGULAMENTO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS..... | 5 |
| 2.1.1. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR | 5 |
| 2.1.2. AUTORIDADE RESPONSÁVEL POR SEGURANÇA DE BARRAGENS E INSPEÇÕES..... | 5 |
| 2.2. PLANEAMENTO DE EMERGÊNCIA – PLANO DE EMERGÊNCIA INTERNO..... | 7 |
| 2.2.1. CONSTITUIÇÃO DO PLANO DE EMERGÊNCIA INTERNO | 7 |
| 2.3. PRINCÍPIOS SUBJACENTES PARA AVISO DE DESCARGAS ELEVADAS | 14 |
| 3 CASO DE ESTUDO E ELEMENTOS BASE | 17 |
| 3.1. BACIAS HIDROGRÁFICAS DO SABOR E DOURO | 17 |
| 3.1.1. BACIA HIDROGRÁFICA DO SABOR..... | 17 |
| 3.1.2. BACIA HIDROGRÁFICA DO DOURO | 17 |
| 3.2. APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS DO BAIXO SABOR, POCINHO E VALEIRA | 18 |
| 3.2.1. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO BAIXO SABOR | 18 |
| 3.2.2. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO POCINHO | 19 |
| 3.2.3. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DA VALEIRA..... | 20 |
| 3.3. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ALBUFEIRA DA VALEIRA | 21 |
| 3.3.1. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS | 21 |
| 3.3.2. ASPETOS DEMOGRÁFICOS E SOCIOECONÓMICOS | 22 |
| 3.4. ZONAS E INFRAESTRUTURAS CRÍTICAS NO VALE A JUSANTE | 23 |
| 3.4.1. POCINHO (SIRENES 9 E 10) | 23 |
| 3.4.2. SABOR (SIRENES 8 E 16) | 24 |

| | |
|--|----|
| 3.4.3. VILARIÇA (SIRENES 4 E 5) | 25 |
| 3.4.4. LOUSÃ/FREIXO NUMÃO (SIRENES 11 E 12) | 26 |
| 3.4.5. SENHORA RIBEIRA/VESÚVIO (SIRENES 13 E 14) | 27 |

4 MODELAÇÃO NUMÉRICA (HEC-RAS)29

4.1. MODELAÇÃO UNIDIMENSIONAL..... 29

4.2. MODELAÇÃO BIDIMENSIONAL..... 30

4.3. PRINCÍPIOS GERAIS DA HIDRODINÂMICA 30

4.3.1. ESCOAMENTO EM REGIME PERMANENTE EM MODELO UNIDIMENSIONAL..... 31

4.3.1.1. Método “Standard Step”

4.3.2. ESCOAMENTO EM REGIME VARIÁVEL EM MODELO UNIDIMENSIONAL..... 32

4.3.2.1. Equações Base

4.3.2.2. Equação de Continuidade

4.3.2.3. Equação da Quantidade de Movimento..... 34

4.3.3. ESCOAMENTO EM REGIME VARIÁVEL EM MODELO 2D..... 38

4.3.3.1. Equação de Continuidade

4.3.3.2. Equação da Quantidade de Movimento..... 41

4.3.3.3. Aproximação da Onda de Difusão das Equações de Águas Superficiais 44

5 SISTEMA ESTUDADO47

5.1. MODELO 1D 47

5.1.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA..... 47

5.1.2. CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA..... 51

5.1.3. CONDIÇÕES FRONTEIRA..... 52

5.1.3.1. Condições Fronteira Externas..... 52

5.1.3.2. Condições Fronteira Internas..... 52

5.1.4. ESTUDOS DE CALIBRAÇÃO..... 52

5.1.4.1. Fase 1..... 53

5.1.4.2. Fase 2..... 57

5.2. MODELO 2D 58

5.2.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA..... 58

5.2.2. CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA..... 60

5.2.3. CONDIÇÕES FRONTEIRA..... 60

5.2.4. ESTUDOS DE CALIBRAÇÃO..... 61

| | |
|---|---------------|
| 6 RESULTADOS..... | 63 |
| 6.1. MODELO 1D | 63 |
| 6.1.1. RESULTADOS DO REGIME PERMANENTE | 63 |
| 6.1.2. RESULTADOS DO REGIME VARIÁVEL | 68 |
| 6.2. MODELO 2D – RESULTADOS DO REGIME VARIÁVEL..... | 78 |
| 6.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS | 81 |
| 7 DEFINIÇÃO DE CAUDAIS CRÍTICOS PARA AVISO ÀS POPULAÇÕES | 83 |
| 7.1. ANÁLISE DAS AFETAÇÕES NAS ZONAS CRÍTICAS | 83 |
| 7.1.1. POCINHO..... | 83 |
| 7.1.2. SABOR | 84 |
| 7.1.3. VILARIÇA | 85 |
| 7.1.4. LOUSA/FREIXO NUMÃO | 85 |
| 7.1.5. SENHORA RIBEIRA/VESÚVIO..... | 86 |
| 7.2. SÍNTESE DOS CAUDAIS CRÍTICOS ESTABELECIDOS..... | 87 |
| 8 CONCLUSÃO | 89 |
| 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 91 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Fig. 1.1 - Dique mais antigo ainda em funcionamento no rio Orontes, Síria. Water Technology (2013). | 1 |
| Fig. 2.1 - Fluxograma operacional de notificação de alerta às entidades responsáveis. INAG (2009) | 12 |
| Fig. 2.2 - Formato sonoro do aviso de evacuação. INAG (2009). | 13 |
| Fig. 2.3 - Formato sonoro do aviso de fim de evacuação. INAG (2009). | 13 |
| Fig. 2.4 - Formato sonoro do aviso de descargas operacionais. INAG (2009). | 13 |
| Fig. 3.1 - Mapa ilustrativo da bacia hidrográfica do rio Douro. | 18 |
| Fig. 3.2 - Barragem do Feiticeiro. Vista para o vale a jusante | 18 |
| Fig. 3.3 - Barragem do Pocinho. Vista de jusante. | 19 |
| Fig. 3.4 - Barragem da Valeira. Vista aérea. | 20 |
| Fig. 3.5 - Praia fluvial de Frieiras. | 24 |
| Fig. 3.6 - Parque de merendas de Frieiras | 24 |
| Fig. 3.7 - Bar do parque de merendas de Frieiras. | 24 |
| Fig. 3.8 - Praia fluvial da Foz do Sabor. | 25 |
| Fig. 3.9 - Bar do parque de merendas da Foz do Sabor. | 25 |
| Fig. 3.10 - Parque de merendas da Foz do Sabor. | 25 |
| Fig. 3.11 - Ponte (EM 623-1). | 25 |
| Fig. 3.12 - Produção/venda de hortícolas. | 25 |
| Fig. 3.13 - Ponte (EM-623) | 26 |
| Fig. 3.14 - Restaurante "Bago D'Ouro". | 27 |
| Fig. 3.15 - Quinta dos Ingleses. | 27 |
| Fig. 3.16 - Cais de Ribeira de Murça. | 27 |
| Fig. 3.17 - Via Municipal (VM3) | 28 |
| Fig. 3.18 - Zona de estar em Senhora Ribeira. | 28 |
| Fig. 3.19 - Cais flutuante. | 28 |
| Fig. 3.20 - Quinta do Vesúvio. | 28 |
| Fig. 3.21 - Restaurante/pensão "Senhora da Ribeira" | 28 |
| Fig. 3.22 - Ponte (Via Municipal VM3). | 28 |
| Fig. 4.1 - Ilustração do processo "Standard Step Method". | 31 |
| Fig. 4.2 - Volume de Controlo elementar para derivação das equações de continuidade e de quantidade. HEC-RAS, 2016 b. | 33 |
| Fig. 4.3 - Simbologia associada à quantificação das forças de pressão. HEC (2016 b). | 35 |
| Fig. 4.4 - Simbologia de cálculo do nível de água. HEC-RAS (2016 b). | 38 |

| | |
|--|----|
| Fig. 4.5 - Ilustração das malhas, fina e computacional. HEC-RAS (2016 b). | 40 |
| Fig. 4.6 - Vista de uma face pela malha fina e gráfico da área da face em função do nível de água. HEC-RAS (2016 b). | 41 |
| Fig. 5.1 - Eixo e perfis do vale em estudo no HEC-RAS. | 48 |
| Fig. 5.2 - Secção transversal do perfil V1. Vista Civil 3D. | 48 |
| Fig. 5.3 - Localização perfil V15 na altimetria. Vista Civil 3D. | 48 |
| Fig. 5.4 - Perfil fictício V15, abaixo do NPA, segundo os dados da tabela 9. | 49 |
| Fig. 5.5 - Perfil V15 apresentando a combinação do perfil fictício com a altimetria. | 49 |
| Fig. 5.6 - Perfil S3 apresentando a combinação do perfil fictício e altimetria. | 50 |
| Fig. 5.7 - Gráfico com a curva guia do descarregador de cheias da barragem da Valeira. EDP, 1980. | 52 |
| Fig. 5.8 – Comparação entre valores obtidos sem calibração do modelo e valores dos estudos de regolho do projeto da Valeira. | 54 |
| Fig. 5.9 - Nuvem de pontos do nível da barragem do Pocinho em função dos caudais lançados na barragem do Feiticeiro e Pocinho. | 56 |
| Fig. 5.10 - Comparação dos dados obtidos no modelo para a combinação 2 com os valores de referência. | 56 |
| Fig. 5.11 - Comparação dos valores obtidos no modelo 1D e valores dos estudos de regolho da Valeira. | 58 |
| Fig. 5.12 - Topografia do terreno. Vista Civil 3D. | 59 |
| Fig. 5.13 - Modelo digital do terreno. Vista RAS Mapper. | 59 |
| Fig. 5.14 - Modelo digital do terreno com área de escoamento. Vista RAS Mapper. | 59 |
| Fig. 5.15 - Breaklines no DTM. Vista RAS Mapper. | 60 |
| Fig. 5.16 - Coeficientes de rugosidade inseridos no modelo 2D. | 60 |
| Fig. 5.17 - Mancha de inundação do instante mínimo da cheia de 2016 a partir do modelo 1D | 61 |
| Fig. 5.18 - Mancha de inundação do instante máximo da cheia de 2016 a partir do modelo 1D | 61 |
| Fig. 5.19 - Mancha de inundação do instante mínimo da cheia de 2016 a partir do modelo 2D. | 62 |
| Fig. 5.20 - Mancha de inundação do instante máximo da cheia de 2016 a partir do modelo 2D. | 62 |
| Fig. 6.1 - Níveis de água para as várias combinações na zona do Pocinho. | 64 |
| Fig. 6.2 - Nível de água para as várias combinações na zona do Sabor. | 65 |
| Fig. 6.3 - Nível de água para as várias combinações na zona da Vilariça. | 66 |
| Fig. 6.4 - Níveis de água para as várias combinações na zona do Freixo Numão. | 67 |
| Fig. 6.5 - Níveis de água para as várias combinações na zona do Vesúvio. | 68 |
| Fig. 6.6 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V38. | 69 |
| Fig. 6.7 - Variação dos níveis de água e caudal na Foz do Sabor. | 70 |

| | |
|---|----|
| Fig. 6.8 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil S1..... | 71 |
| Fig. 6.9 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil S3..... | 72 |
| Fig. 6.10 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V15..... | 73 |
| Fig. 6.11 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V14..... | 74 |
| Fig. 6.12 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V13..... | 75 |
| Fig. 6.13 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V12-V13. | 76 |
| Fig. 6.14 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V12-V13. | 77 |
| Fig. 6.15 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V12-V13. | 78 |
| Fig. 6.16 - Zonas com infraestruturas críticas na Foz do Sabor. | 79 |
| Fig. 6.17 - Mancha de inundação do primeiro instante de inundação da zona 1. (Q=2200m ³ /s)..... | 79 |
| Fig. 6.18 - Mancha de inundação do primeiro instante de inundação da zona 2. (Q=2300m ³ /s)..... | 80 |
| Fig. 6.19 - Mancha de inundação do primeiro instante de inundação da zona 3. (Q=3100m ³ /s)..... | 80 |
| Fig. 7.1 - "Parque de merendas de Frieiras". | 84 |
| Fig. 7.2 - "Parque de merendas da praia fluvial da foz do Sabor". | 85 |
| Fig. 7.3 - "Produção/venda de hortícolas" | 85 |
| Fig. 7.4 - "Ponte EM 623". | 85 |
| Fig. 7.5 - "Cais flutuante Ribeira de Murça" | 86 |
| Fig. 7.6 - "Zona de estar de Senhora Ribeira" | 87 |
| Fig. 7.7 - Hidrograma de uma cheia com afetações das infraestruturas críticas..... | 87 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Caudais de cheia da barragem do Pocinho e respetivos períodos de retorno. CPE, 1973. | 20 |
| Tabela 2 - Caudais de cheia da barragem do Valeira e respetivos períodos de retorno. HED, 1969.. | 21 |
| Tabela 3 - Infraestruturas críticas dentro da zona do Pocinho. | 23 |
| Tabela 4 - Infraestruturas críticas dentro da zona do Sabor. | 24 |
| Tabela 5 - Infraestruturas críticas dentro da zona da Vilariça. | 25 |
| Tabela 6 - Infraestruturas críticas dentro da zona de Lousã/Freixo Numão. | 26 |
| Tabela 7 - Infraestruturas críticas dentro da zona de Senhora Ribeira/Vesúvio. | 27 |
| Tabela 8 - Coeficientes de viscosidade turbulenta em função da morfologia do terreno. HEC-RAS, 2016 b. | 43 |
| Tabela 9 - Comparação das características hidráulicas do perfil fictício V15, abaixo do NPA, com as do projeto do AHBS. | 49 |
| Tabela 10 - Comparação das características hidráulicas no perfil S3. | 50 |
| Tabela 11 - Coeficientes de rugosidade da albufeira da Valeira. HED, 1969. | 51 |
| Tabela 12 - Combinações de caudais utilizadas na calibração do modelo 1D. | 55 |
| Tabela 13 - Erros apresentados após calibração do modelo 1D para as várias combinações. | 57 |
| Tabela 14 - Instantes de inundação do "Parque de merendas de Frieiras". | 70 |
| Tabela 15 - Instantes de inundação das infraestruturas críticas da Foz do Sabor. | 71 |
| Tabela 16 - Instantes de inundação da "Ponte EM 623-1". | 72 |
| Tabela 17 - Instantes de inundação da "Produção/venda hortícolas". | 72 |
| Tabela 18 - Instantes de inundação da "Via Municipal VM3. | 73 |
| Tabela 19 - Instantes de inundação do "Cais flutuante Ribeira de Murça". | 74 |
| Tabela 20 - Instantes de inundação da "Via municipal VM3". | 75 |
| Tabela 21 - Instantes de inundação do "Cais flutuante". | 76 |
| Tabela 22 - Instantes de inundação da "Ponte (Via municipal VM3)". | 77 |
| Tabela 23 - Instantes de inundação da "Zona de estar Senhora Ribeira". | 78 |
| Tabela 24 - Instantes e caudais de inundação das infraestruturas da Foz do Sabor a partir do modelo 2D. | 81 |
| Tabela 25 - Tabela resumo dos caudais de inundação das infraestruturas críticas. | 82 |
| Tabela 26 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas do Pocinho segundo as simulações realizadas. | 84 |
| Tabela 27 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas da Foz do Sabor segundo as simulações realizadas. | 84 |

| | |
|--|----|
| Tabela 28 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas do Freixo Numão segundo as simulações realizadas. | 86 |
| Tabela 29 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas do Vesúvio segundo as simulações realizadas. | 86 |
| Tabela 30 - Caudais críticos estabelecidos. | 87 |

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

θ – ângulo do fundo do canal com a horizontal [°];

ρ – massa volúmica do fluido [kg/m³];

τ_0 – tensão média de corte a actuar sobre as fronteiras líquidas [kN/m²];

Δx – comprimento do volume de controlo;

μ – coeficiente de vazão simplificado;

Ω – Volume das células [m³];

A – área molhada [m²];

A_S – área da albufeira para nível máximo de armazenamento [m²];

A_T – área total de escoamento [m²];

A_k – área da face k em função da elevação da superfície livre [m²];

C – coeficiente de Chézy;

C – coeficiente de vazão;

C – coeficiente de expansão/contração;

C_D – coeficiente de arrastamento

F – parâmetro de Coriolis;

F_B – força exercida pelas margens [kN/m];

F_f – força de arrastamento nas fronteiras (ou de atrito) [kN];

F_g – força da gravidade sobre o fluido [kN/m];

F_p – força de pressão [kN/m];

F_{pn} – força de pressão efectiva [kN/m];

F_x – forças a actuar no volume de controlo;

g – aceleração da gravidade [m/s²];

h – altura de escoamento [m];

H – nível de água [m];

K_m – distância desde a secção à barragem de ruptura [km];

L – comprimento da crista descarregadora [m];

L_{lob} – Comprimento de entre secções transversais especificado para o leito de cheia da margem esquerda [m];

L_{rob} – Comprimento de entre secções transversais especificado para o leito de cheia da margem direita [m];

L_{ch} – Comprimento de entre secções transversais especificado para o canal principal [m];

M – quantidade de movimento;

n – coeficiente de rugosidade de Manning;

n_k – vetor médio da unidade na face k ;

N.máx. – nível máximo atingido pela onda de cheia numa determinada secção [m];

P – perímetro molhado [m];

Q – caudal [m^3/s];

\bar{Q}_{lob} – caudal médio entre secções especificado para o leito de cheia da margem esquerda [m^3/s];

\bar{Q}_{rob} – caudal médio entre secções especificado para o leito de cheia da margem direita [m^3/s];

\bar{Q}_{ch} – caudal médio entre secções especificado para o canal principal [m^3/s];

R – raio hidráulico [m];

Secção – identificação da secção;

S_f – perda de energia por unidade de comprimento (inclinação da linha de energia) [m/m];

\bar{S}_f – inclinação média de fricção representativa entre duas secções [m/m];

U – velocidade de escoamento [m/s];

V – velocidade de escoamento [m/s];

V_k – Volume da face k [m^3];

Vel. máx. – velocidade máxima atingida pela onda de cheia numa determinada secção [m/s];

y – distância desde o fundo do canal até à superfície líquida [m];

Z – elevação da superfície livre [m];

EDP – Energias de Portugal;

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens;

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

APA – Agência Portuguesa do Ambiente;

ANSB – Autoridade Nacional de Segurança de Barragens;

ANPC / SNPC – Autoridade/Serviço Nacional de Protecção Civil;

INAG – Instituto da Água;

PEI – Plano de Emergência Interno;

PEE – Plano de Emergência Externo;

ZAS – Zona de Autossalvamento;

AH – Aproveitamento Hidroelétrico;

NPA – Nível de Pleno Armazenamento;

NmE – Nível mínimo de Exploração;

NMC – Nível Máximo de Cheia;

SMPC – Serviços Municipais de Protecção Civil;

CDOS – Comando Distrital de Operações de Socorro;

HEC-RAS – Hydrologic Engineering Center – River Analysis System;

DTM – Modelos Digitais de Terreno;

EN – Estrada Nacional;

EM – Estrada Municipal;

OECA – Ocorrência excecional ou de circunstâncias anómalas;

AHBS – Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor;

SAP – Sistema de Aviso às Populações.

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde o início dos tempos que o Homem foi desenvolvendo maneiras de controlar a água. Foi no Egito, Médio Oriente e Índia que as primeiras barragens (diques), barreira artificial feita em cursos de água para a retenção de grandes quantidades de água, surgiram. Executadas de forma mais ou menos empírica eram provenientes da necessidade de abastecer as zonas residenciais e agrícolas, de modo a combater a escassez de água em períodos secos. Devido aos galgamentos das barragens que ocorriam em períodos mais húmidos começou-se a usar descarregadores de cheias em barragens de aterro, tendo sido a Índia pioneira na construção dos mesmos. Na altura já havia uma preocupação em contornar situações mais desfavoráveis causadas pela construção das barragens como, por exemplo, a subida do nível da água, que punha em causa as zonas residenciais a jusante das barragens assim como toda a fauna e flora.

Na figura 1 é possível observar o dique (exemplo de barragem) mais antigo, ainda em funcionamento, no rio Orontes, Síria. Este foi construído durante o reinado do faraó Sethi entre 1319 e 1304 A.C. (Water Technology, 2013).



Fig. 1.1 - Dique mais antigo ainda em funcionamento no rio Orontes, Síria. Water Technology (2013).

Com a Revolução Industrial, surgiu a necessidade de se construir uma série de barragens, levando a um aperfeiçoamento progressivo das técnicas de projeto e construção, assim como das medidas de segurança a aplicar. Começaram a aparecer as primeiras barragens de aterro moderno e as primeiras barragens de betão. Com o avançar dos anos e da tecnologia começaram

a ser tidos em conta os riscos provenientes das barragens. Esta preocupação passou a ser discutida pelos órgãos da política e várias organizações internacionais começaram a promover ações com o objetivo de minimizar os impactos da construção de barragens.

Segundo o Decreto-Lei n.º 115/2010 de 22 de outubro “*As inundações são um fenómeno natural que não pode ser evitado, mas que pode pôr em causa a segurança de pessoas, de bens e do ambiente, podendo provocar desalojados e a perda de vidas humanas e ser responsável por impactos sócio -económicos relevantes.*”.

Atualmente, com a criação do Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) nos anos 90, passou a ser realizado um estudo mais detalhado relativo à segurança das barragens e mais recentemente, após a sua reformulação em 2007, tornou-se obrigatório a criação de um Plano de Emergência Interno (PEI) para cada Aproveitamento Hidroelétrico (AH). O PEI exige uma análise detalhada das potenciais afetações no vale a jusante, tendo em consideração um estudo aprofundado de ondas de inundação e apresenta todos os possíveis prejuízos, bem como, as zonas de risco. São ainda apresentados os procedimentos a seguir em caso de cheias ou rotura de barragens, desde os avisos às populações até sessões de esclarecimentos nos locais dos AH.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA DO ESTUDO

A presente dissertação apresenta vários objetivos específicos inerentes ao trabalho realizado. O objetivo principal é a definição de caudais críticos provenientes em combinação das barragens do Baixo Sabor e do Pocinho que levam à necessidade de aviso de descargas elevadas na albufeira da Valeira.

O objetivo principal compreende, portanto, a análise de vários eventos de cheia recorrendo ao software de simulação HEC-RAS de modo a estudar as afetações de infraestruturas dadas como críticas no sistema estudado, ou seja, trechos dos rios Douro e Sabor, limitados a montante pelas barragens do Pocinho e Feiticeiro, respetivamente, e a jusante pela barragem da Valeira (ver Anexo D). De forma a comportar a necessidade do estudo dos eventos de cheia foi necessário recorrer a modelos numéricos unidimensionais e bidimensionais. Estes modelos estão subjacentes a vários princípios gerais da hidrodinâmica e recorrem a várias técnicas numéricas. A criação destes modelos envolveu uma caracterização física e hidráulica detalhada do sistema estudado submetendo-o ainda a diversos estudos complementares e estudos de calibração com o objetivo, já abordado, de obter dados o mais próximos possível da realidade.

As simulações a partir do software HEC-RAS mostraram-se com um grau de complexidade e exigência grande, sendo necessário vários ajustes ao longo da realização deste estudo de modo a não comprometer a potencialidade dos modelos. Para concluir a dissertação, foi ainda proposto expor as limitações do software que mais se fizeram sentir, apresentando alternativas no caso de uso do mesmo.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 9 capítulos. Para proporcionar um maior entendimento do conteúdo presente na mesma, começa-se por fazer um enquadramento geral nos 4 primeiros capítulos seguido de uma abordagem mais específica do estudo nos restantes capítulos, finalizando com as conclusões obtidas.

Após o presente capítulo da introdução, segue-se o segundo capítulo onde é explicada a história do Regulamento da Segurança de Barragens, descrevendo o seu papel, o papel da Agência Portuguesa do Ambiente (APA), assim como as próprias normas de elaboração de um plano de emergência interno. Além disso é feita uma apresentação dos princípios subjacentes para a definição de caudais críticos.

No capítulo seguinte, é descrita a zona de estudo, começando por apresentar as bacias hidrográficas do rio Douro e do rio Sabor, seguido de uma breve descrição dos aproveitamentos hidroelétricos que limitam a mesma, isto é, Baixo Sabor, Pocinho e Valeira. É também incluída uma caracterização do vale da albufeira da Valeira, apresentando as suas características hidráulicas, os seus aspetos ambientais e socioeconómicos e uma apresentação do levantamento das infraestruturas críticas ao longo do vale, realizada pela EDP.

No quarto capítulo, é apresentado o software informático usado na modelação e simulação de eventos de cheia - HEC-RAS -, descrevendo os vários tipos de modelação - 1D e 2D -, tendo em conta os regimes utilizados - permanente e variável - e expondo os princípios matemáticos usados na análise numérica de cada um.

No capítulo 5, é feita uma descrição dos modelos criados - 1D e 2D -, explicitando de que forma foram caracterizados física e hidraulicamente, apresentando as condições fronteira e os estudos de calibração a que foram submetidos.

No capítulo posterior, estão presentes os resultados obtidos através dos modelos nos vários regimes estudados, registando o caudal de inundação de cada infraestrutura para cada tipo de simulação. Primeiro, a partir do modelo 1D, apresentando os resultados para o escoamento em regime permanente, ou seja, um regime mais teórico no qual em cada trecho existe um caudal constante. Segundo, para o escoamento em regime variável, um regime mais prático e, consequentemente, mais aproximado da realidade. Em terceiro, são apresentados os resultados obtidos com o modelo 2D da zona da Foz do Sabor, representados através de manchas de inundação.

No sétimo capítulo, é feita uma análise dos resultados obtidos no capítulo anterior, desta vez idealizando um hidrograma de cheia com o objetivo de perceber a ordem de afetações e consequentes zonas afetadas, inicialmente, zona a zona e, de seguida, para o vale total em estudo. É também exibida uma tabela onde são apresentados e justificados os caudais críticos estabelecidos, bem como as zonas com necessidade de alerta para o caudal atingido.

No último capítulo, são expostas as principais conclusões obtidas com a realização deste estudo.

2

ENQUADRAMENTO GERAL

2.1. LEGISLAÇÃO PORTUGUESA - REGULAMENTO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

2.1.1. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

O Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) é um documento legal presente na atual legislação portuguesa e que define quais os meios e processos a implementar com a finalidade de segurança e controlo de barragens, por intermédio de medidas adequadas nas fases de projeto, construção, primeiro enchimento, exploração e abandono.

Segundo o Regulamento de Segurança de Barragens (2007), para “*todas as barragens de altura superior a 15 m*” e “*cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 100000 m³*” é necessário fazer um estudo das zonas de inundação que podem resultar de cenários desfavoráveis, providenciando informação suficiente para classificar a barragem segundo os prejuízos possíveis no vale a jusante, decidindo assim a aplicação de um planeamento de emergência.

Para atingir esses objetivos, a EDP tem vindo a desenvolver desde a década de 90 um vasto programa de estudos para todas as suas grandes barragens, fazendo uma análise detalhada das ondas de inundação, de modo a entender as suas consequências perante bens e pessoas existentes no vale a jusante. Com base neste programa de estudos, a EDP foi capaz de categorizar as barragens por classes de risco e perceber quais as que necessitariam do respetivo Plano de Emergência (PEI).

A partir de 2007, após a revisão do RSB de 1990, a EDP deu início ao processo de desenvolvimento dos PEI das barragens da Classe I, estabelecendo alguns aspetos essenciais tais como, instrumentos de deteção e procedimentos de avaliação para a classificação dos cenários de excecionais, medidas de intervenção e procedimentos de notificação, quer às autoridades de proteção civil, quer à população utilizadora da Zona de Autossalvamento (ZAS).

2.1.2. AUTORIDADE RESPONSÁVEL POR SEGURANÇA DE BARRAGENS E INSPEÇÕES

Em Portugal, o controlo de segurança é feito pela APA, enquanto Autoridade Nacional de Segurança de Barragens (ANSB), que tem como função promover e fiscalizar o cumprimento dos normativos legais de segurança de barragens.

Segundo o RSB, essas funções têm que ser exercidas ao longo de todas as fases da vida da barragem. Para além destas competências, a Autoridade deve (APA, 2017):

- Promover a intervenção do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), nos termos do RSB;
- Acompanhar a Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC) no planeamento e nas situações de emergência;
- Definir a necessidade de elaborar estudos, ensaios, trabalhos e outras medidas necessárias para garantir a qualidade da obra e da segurança de pessoas e bens;
- Intervir, em caso e na medida de incumprimento das disposições do Regulamento por parte do dono de obra, podendo determinar o condicionamento da exploração ou mesmo a demolição da barragem e ressarcir-se dos respetivos custos.

Dependendo da fase do projeto de uma barragem, a APA possui diferentes responsabilidades sendo que, na fase de projeto, tem que se pronunciar sobre este e proceder à sua aprovação de acordo com a boa aplicação do Regulamento de 2007. Para além disto, compete lhe também o envio à ANPC da informação necessária para a elaboração do Plano de Emergência Externo (PEE).

Na fase de construção, compete à Autoridade (APA, 2017):

- Realizar inspeções e verificar os trabalhos, quando entender necessário;
- Aprovar o diretor técnico da obra e os seus substitutos autorizados, designados pelo dono da obra, com a qualificação e experiência profissional adequada à importância da obra;
- No caso de solicitação por parte do dono de obra, fornecer o livro técnico, paginado e selado, que o diretor técnico deverá manter devidamente atualizado;
- Fazer cumprir o plano de observação, em colaboração com o LNEC, para as barragens da classe I;
- No final da construção, aprovar as regras de exploração da barragem;
- Aprovar um técnico responsável pela exploração, designado pelo dono de obra, com a qualificação e experiência profissional adequada à importância da obra;
- Aprovar a adaptação do plano de observação;
- Aprovar o plano de primeiro enchimento da albufeira;
- Aprovar o plano de emergência interno revisto.

Antes do 1º enchimento, por questões de segurança, é dever da APA aprovar, ou não, o PEI. Após a aprovação do PEI, segue-se a aprovação do plano de primeiro enchimento da albufeira. Aquando da realização do primeiro enchimento da albufeira ou do enchimento após esvaziamento prolongado, compete à Autoridade a permissão, na sequência de uma inspeção prévia, do início do enchimento, fazendo cumprir o plano subjacente. A entrada da obra em exploração, ou retoma da mesma, após o enchimento, é feita depois de uma inspeção à barragem, seguida da autorização submetida pela APA.

Ao longo da exploração da barragem, a Autoridade apresenta um papel importante em (APA, 2017):

- Fazer cumprir o plano de observação para as barragens da classe I, colaborando com o LNEC;

- Fiscalizar o cumprimento das obrigações do dono de obra;
- Inspecionar o estado de conservação das obras e dos equipamentos;

Os planos que requerem atualizações como, por exemplo, o plano de emergência interno, ou os projetos de alteração, ampliação, reparação a médio e longo prazo, abandono e demolição de obras são também da competência da Autoridade.

2.2. PLANEAMENTO DE EMERGÊNCIA – PLANO DE EMERGÊNCIA INTERNO

De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens, artigo 13º, alínea r) e artigo 45º, nº2, é exigido o “*Plano de emergência interno para as barragens da classe I*”, ou seja, barragens que em caso de rotura possam afetar pelo menos 25 residentes e a implementação de sistemas de alerta e aviso. Tudo com o objetivo, segundo o artigo 46º, nº 1, da “*proteção e salvaguarda da população, bens e ambiente, bem como a mitigação das consequências de um acidente em situações de emergência associadas a ondas de inundação*”. De acordo com o artigo 46º, nº 2, o planeamento de emergência de uma barragem é constituído pelo plano de emergência interno (PEI) e plano de emergência externo (PEE). O RSB determina ainda, no artigo 4º, alínea ai), que o PEI é um documento da responsabilidade do dono de obra relativo à segurança da albufeira e do vale a jusante na Zona de Autossalvamento (ZAS). Segundo o artigo 50º, O PEI deve conter estudos de acidentes na barragem e de propagação da onda de inundação, a identificação das ZAS e a implementação de sistemas de aviso às populações (SAP).

Relativamente ao PEE, o RSB define que este é um documento da responsabilidade do Sistema de Proteção Civil (artigo 4º, alínea ah). Em situação de emergência, compete ao dono da obra:

- Proceder ao aviso de evacuação da população que habita no vale imediatamente a jusante da barragem;
- Proceder ao alerta dos serviços e agentes de Proteção Civil (artigo 45º, nº2); pertencendo-lhe os encargos de implementação e manutenção dos meios necessários para o efeito.

2.2.1. CONSTITUIÇÃO DO PLANO DE EMERGÊNCIA INTERNO

O Plano de Emergência Interno está dividido em 12 partes, sendo elas:

1. Identificação do Dono de Obra e Técnico Responsável pelo PEI

O Plano de Emergência Interno começa por apresentar o seu responsável, identificando o Dono da Obra e o responsável pelo PEI. Sendo que “*o dono de obra é a entidade responsável pela obra perante a Autoridade, para efeitos de aplicação do presente Regulamento, em virtude de deter um título jurídico suficiente para construir ou explorar a barragem ou, na ausência daquele título, em virtude da efetiva execução material da obra ou da sua exploração.*” (RSB, 2007, artigo 5º, nº 4).

Neste capítulo deve constar toda a informação referente ao Dono de Obra e ao técnico responsável pelo PEI. Este técnico deve ser, de preferência, o técnico responsável pela exploração da barragem.

2. Descrição Geral da Barragem

Segundo a alínea d) do Artigo 4º do RSB, 2007, a Barragem é “o conjunto formado pela estrutura de retenção, sua fundação, zona vizinha a jusante, órgãos de segurança e exploração e albufeira, com exceção dos diques fluviais e costeiros e ensecadeiras que não permaneçam para além do período de construção”.

Em seguida, devem ser salientadas as seguintes características da barragem:

- Localização da estrutura;
- Características gerais e tipologia de barragem;
- Data de construção;
- Capacidade de armazenamento total e útil;
- Nível de Pleno Armazenamento (NPA);
- Nível de Máxima Cheia (NMC);
- Nível Mínimo de Exploração (Nme);
- Utilizações a que se destina;
- Informação sobre a existência e características sumárias de barragens a montante e a jusante;
- Existência e localização do Posto de Observação e Controlo;
- Sistema de alimentação elétrica;
- Acessos à barragem e aos órgãos de segurança e exploração;
- Meios e recursos em situação de rotina e de emergência;
- As características indicadas deverão ser apresentadas na forma de cartografia georreferenciada.

3. Plano de Motorização e Controlo de Segurança

Uma caracterização geral do sistema de monitorização dos níveis hidrométricos, afluências à albufeira e caudais descarregados, é o que deve ser apresentado nesta parte. É necessário fazer também um breve resumo do sistema de controlo de segurança estrutural da barragem sabendo que “o plano de observação deve ter em consideração os principais cenários de acidente e de incidente identificados para a barragem, incluindo nomeadamente esvaziamentos rápidos, sismos e cheias” segundo o nº1 do artigo 18º do RSB, 2007.

4. Caracterização do Vale a Jusante da Barragem e a montante

Deve ser feito um estudo detalhado do vale a jusante da barragem e a descrevendo e localizando as populações e infraestruturas em risco, para permitir que o sistema de proteção civil obtenha a informação detalhada, de acordo com as necessidades e o dano potencial envolvido.

Para além da zona a jusante também é necessário uma caracterização geral da zona envolvente da albufeira da barragem considerando:

- Caracterização do tipo de povoamento existente (rural, urbano, misto ou disperso);
- Nº de habitantes residentes, incluindo os ocupantes temporários, passíveis de serem afetados por uma eventual onda de inundação;
- Tipo de ocupação social (primária, secundária ou terciária);
- Infraestruturas importantes (rodoviárias, ferroviárias, instalações de produção ou de armazenagem de substâncias perigosas, etc.);
- Áreas naturais com estatuto de proteção especial;
- Património com interesse histórico.

5. Identificação de Acidentes Possíveis e Cenários Modelados

O estudo dos potenciais acidentes com a barragem é essencial para uma melhor precisão nas atividades de planeamento de emergência, sendo determinantes na avaliação da gravidade dos seus efeitos a jusante e na determinação do tempo disponível para obter uma resposta por parte do sistema de proteção civil.

O PEI deve apresentar, para a barragem em questão, os possíveis cenários que ponham em causa a segurança do vale a jusante ou da envolvente da albufeira, quer pela possibilidade de indução de ondas de inundação quer por problemas ambientais, distinguindo a sua origem em acidente ou incidente. Tendo em conta estes pressupostos assumidos, não se devem multiplicar os cenários a simular.

Desta forma, faz-se o estudo de dois cenários:

- Cenário 1 ou cenário de rutura, indicando um cenário que trace uma envolvente máxima para as áreas de risco a jusante, sendo utilizado para a implementação do sistema de alerta e aviso das populações e do planeamento de emergência.
- Cenário 2 ou cenário de ocorrência de cheia excecional, que corresponde ao evento de aflúncias à albufeira que requeiram a capacidade total do descarregador. Procurando abranger as situações mais exigentes de operação e funcionamento dos órgãos hidráulicos, o instante inicial da simulação deverá ter em conta que o nível inicial da albufeira se situa no Nível de Pleno Armazenamento (NPA), considerando assim a aflúncia de cheia de projeto.

6. Modelação de Cenários

i) Modelo Matemático

Deve ser identificada a metodologia de modelação utilizada, as razões do seu uso e o software utilizado. O PEI deve conter ainda em anexo os dados de entrada do modelo.

A modelação da onda de inundação, bem como a indicação da informação associada, deve ser estudada para o cenário 1 até à secção a partir da qual se verifique um dos seguintes casos:

- Existência de barragem a jusante cujo encaixe da albufeira e a capacidade dos seus órgãos de descarga sejam capazes de lidar com a ocorrência de uma onda de inundação;

- Confluência com um curso de água com capacidade de escoamento da cheia de rutura sem impactes significativos.

ii) Caracterização hidrodinâmica da onda de inundação

Relativamente a cada um dos cenários adotados, apresentam-se os resultados mais significativos da simulação da onda de inundação, nomeadamente:

- Quadro resumo dos resultados obtidos incluindo, para cada secção de cálculo, identificada pelo respetivo número e distância à barragem em questão, o instante de chegada da onda, o nível máximo, o caudal máximo, a velocidade máxima do escoamento e a velocidade máxima de subida de nível, assim como os respetivos instantes de ocorrência em cada uma das secções indicadas;
- Evolução no tempo dos níveis da superfície livre e dos caudais nas secções que forem consideradas mais significativas.

iii) Caracterização da zona inundável

Estes mapas devem conter:

- Identificação do cenário que lhes corresponde;
- Limites das zonas inundáveis;
- Delimitação da ZAS;
- Limites administrativos das áreas atingidas (freguesia, concelho, distrito);
- As vias de comunicação inundadas e identificação das obras de arte atingidas;
- Infraestruturas e instalações importantes ou existência de instalações de produção ou de armazenagem de substâncias perigosas.

A representação da zona inundável, com a indicação da informação associada, deve ser efetuada dentro das ZAS.

7. Caracterização do Cenário Mais Desfavorável

i) Zonamento de Risco

Dos cenários simulados, o cenário em estudo será o que corresponder a uma maior área inundada. Este cenário servirá de referência para a definição da classe da barragem, assim como, para a definição do zonamento de risco do vale a jusante no que diz respeito a identificar os limites da Zona de Autossalvamento (ZAS).

O Plano de Emergência interno, que é da responsabilidade do Dono de Obra, tem uma área de influência que corresponde à Zona de Autossalvamento, isto é, "a zona do vale, imediatamente a jusante da barragem, na qual se considera não haver tempo suficiente para uma adequada intervenção dos serviços e agentes de proteção civil em caso de acidente e que é definida pela distância à barragem que corresponde a um tempo de chegada da onda de inundação igual a meia hora, com o mínimo de 5 km". (alínea bd, artigo 4º, RSB, 2007)

Por outro lado, por razões de operacionalidade, define-se ao limite de jusante desta zona, uma fronteira física ou de ocupação humana de boa definição no terreno, por exemplo, outra barragem, ponte ou localidade.

ii) Afetações na Zona de Autossalvamento

Apresenta-se a caracterização das principais afetações da Zona de Autossalvamento (ZAS), considerando o cenário mais desfavorável. As afetações devem ser ilustradas através de quadros e fotografias, e sistematizadas por temas, incidindo nas principais infraestruturas, equipamentos e nos aglomerados populacionais, assim como outras ocupações relevantes existentes na ZAS, como por exemplo:

- N.º de habitantes residentes de acordo com a informação do INE, permanentes e temporários e ocupantes pontuais (associados a atividade ou infraestruturas de recreio e lazer, atividades agrícolas e outras atividades económicas);
- Identificação das infraestruturas afetadas (vias rodoviárias, vias ferroviárias, instalações importantes ou instalações de produção ou de armazenagem de substâncias perigosas, ETAR, aterros, ou outras infraestruturas);
- Levantamento de equipamentos coletivos afetados (estabelecimentos de ensino, saúde, desporto, sociais), com estimativa da sua capacidade;
- Levantamento de estruturas do Sistema de Proteção Civil afetadas (forças de segurança, corpos de bombeiros, unidades militares, unidades de saúde, serviços municipais de proteção civil, entre outros).

A caracterização das afetações deverá incluir a localização dos elementos na ZAS, as respetivas coordenadas, quando for aplicável e a indicação da altitude (cota característica) desses elementos.

8. Procedimentos de Avaliação e Classificação de Acidentes

As Normas para a Conceção do Sistema de Alerta e Aviso no Âmbito dos PEI de Barragens, que foram aprovadas em reunião plenária da Comissão de Segurança de Barragens (2006) procuram sistematizar quais os níveis de alerta a implementar e quais as medidas a tomar quando estes são declarados (INAG, 2009).

Os níveis de alerta estabelecidos variam, de acordo com o grau de gravidade crescente, entre o nível 0 a 3, e estão ordenados por cores, ou seja, azul, amarelo, laranja e vermelho, correspondentes a um grau de gravidade crescente. O nível 0 (nível azul) corresponde a uma situação normal de rotina ou à existência de pequenos problemas, dos quais não se espera consequências para a população, bens ou ambiente. O nível 3 (nível vermelho) diz respeito a uma situação de catástrofe, de rotura iminente ou rotura já ocorrida da barragem.

O Quadro, presente no anexo A, apresenta uma tipificação geral dos níveis de alerta.

A estes níveis estão associados Ocorrências Excepcionais ou Circunstâncias Anómalas (OECA), sendo focada na presente dissertação a OECA relacionada com cheias e descargas operacionais elevadas devido à existência de condições meteorológicas adversas, enquadrada no nível 1 (amarelo).

9. Identificação dos Procedimentos em Caso de Acidente

i) Atribuições do Técnico Responsável do PEI

É vital que o desenvolvimento do planeamento de emergência de uma barragem, que inclui o PEI e o PEE, seja coordenado entre todas as entidades envolvidas, Dono de Obra e Autoridades, numa situação de emergência com a barragem. Cabe ao responsável o importante papel de ativação do PEI, cuja identificação deverá estar no mesmo expressa assim como todas as suas responsabilidades como técnico responsável pelo PEI.

ii) Definição dos Procedimentos Tipo a Adotar em Caso de Acidente

No PEI devem ainda ser apresentadas medidas de atuação em caso de acidente em forma de fluxograma, ou de tabelas, de modo a serem facilmente determinados os passos a ter em caso de emergência. Estes procedimentos, no caso de descargas elevadas, serão abordados no ponto 2.3 da presente dissertação, sendo que se relacionam com o objetivo proposto para a mesma.

10. Alerta ao Sistema de Proteção Civil

A comunicação de uma emergência aos Serviços de Proteção Civil e à Autoridade é um dever do Técnico Responsável do PEI que, durante toda a ocorrência, se torna um interlocutor com essas entidades.

As entidades a alertar são:

- Serviço Municipal de Proteção Civil (SMPC);
- Comando Distrital de Operações de Socorro (CDOS);
- Autoridade Portuguesa do Ambiente (APA);
- Barragens a jusante e a montante

Os procedimentos de alerta devem ser concretizados no plano de emergência, por exemplo, através de um fluxograma ou de uma lista, que deve ser simples, de fácil e rápida leitura e ter a indicação de quem notifica quem (interna e externamente), modo de notificação (telefone, rádio, etc.) e nº de contacto. Para maior eficiência, o PEI deve incluir mensagens-tipo claras, concisas e precisas. A figura 2.1 exemplifica um fluxograma operacional de notificação de alerta às entidades responsáveis. No anexo B é possível observar um exemplo de mensagem de alerta de emergência.

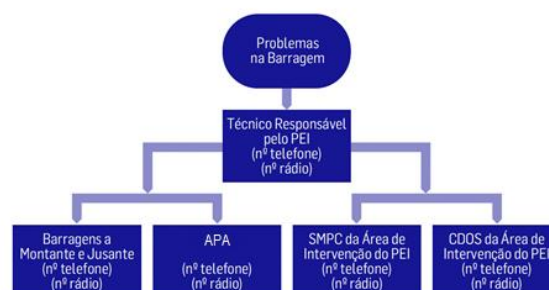


Fig. 2.1 - Fluxograma operacional de notificação de alerta às entidades responsáveis. INAG (2009)

11. Aviso às Populações na ZAS

O aviso à população é uma atribuição do Sistema de Proteção Civil. Contudo, sabendo que uma onda de inundação, causada pela rutura de uma barragem, se consegue propagar muito rápido, o Dono de Obra é o responsável, numa situação de emergência, por proceder ao aviso para evacuar a população localizada no vale imediatamente a jusante da barragem (Artigo 45º do RSB), numa extensão em que se considera não haver tempo suficiente para alertar os agentes de proteção civil. Aos Serviços Municipais de Proteção Civil compete o aviso fora da ZAS

O sistema de aviso à população (SAP) que se encontre no vale imediatamente a jusante da Barragem deverá ser constituído por um ponto de aviso local junto à barragem e diversos pontos de aviso remotos situados na Zona de Autossalvamento (ZAS). Nos mapas de inundação deverão ser apresentados os locais onde estão colocados estes pontos de aviso.

Em situação de emergência, os pontos de aviso local e remotos deverão difundir alarmes públicos, ou seja, mensagens sonoras pré-definidas.

Os sinais de difusão definidos nas “Normas Para a Conceção do Sistema de Alerta e Aviso no Âmbito dos Planos de Emergência Internos de Barragens “ (INAG, 2009) estão indicados nas seguintes imagens:

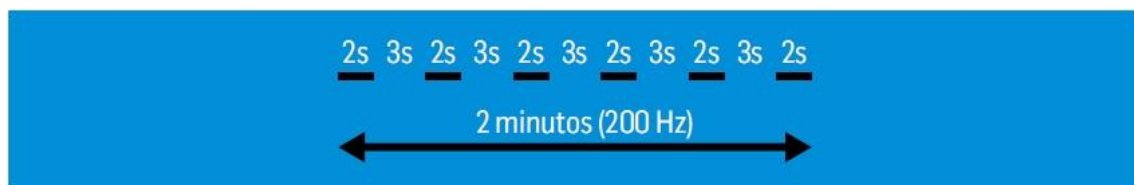


Fig. 2.2 - Formato sonoro do aviso de evacuação. INAG (2009).



Fig. 2.3 - Formato sonoro do aviso de fim de evacuação. INAG (2009).

Embora não configure o objetivo principal do SAP, este sistema está também preparado para emitir avisos no caso de descargas operacionais:



Fig. 2.4 - Formato sonoro do aviso de descargas operacionais. INAG (2009).

No subcapítulo seguinte veremos quais os princípios admitidos para o acionamento deste último sinal de aviso.

12. Exercícios de Simulacro e Ações de Sensibilização da População

Os exercícios devem ser realizados pelo Dono de Obra, devendo a respetiva periodicidade ser proposta no PEI. Para os exercícios a executar deve também estar definido o modo de coordenação dos mesmos, os meios envolvidos e os cenários a simular. Mais concretamente a realização de exercícios de simulacro visa:

- O desenvolvimento do sistema de gestão de emergência;
- O treino individual que permite aos recursos humanos intervenientes no PEI praticar e experimentar os seus papéis;
- Verificar o bom funcionamento do sistema de alerta e aviso, bem como dos respetivos equipamentos de comando remoto;
- Assegurar que todos os residentes na zona inundável são avisados em tempo útil em caso de emergência;
- Informar e sensibilizar os residentes sobre o comportamento e os procedimentos a seguir em caso de perigo;
- Testar a capacidade de avaliação da situação e de tomada de decisão, assim como verificar a operacionalidade da cadeia de notificação e a capacidade de mobilização e da entrada em ação dos responsáveis;
- Verificação do grau de eficácia na aplicação dos planos de emergência;
- Verificação da capacidade de coordenação e resposta dos agentes e autoridades intervenientes.

No PEI deve ainda constar um documento orientador sobre as ações de sensibilização a elaborar e a divulgar às populações presentes na ZAS. De acordo com o RSB, deverá ser o Dono de Obra a suportar os custos envolvidos com a implementação do PEI, incluindo-se nestes a instalação e manutenção do sistema de alerta e aviso, os exercícios ao PEI e as ações de sensibilização a levar a cabo com a população da ZAS; em coordenação com o Sistema de Proteção Civil.

2.3. PRINCÍPIOS SUBJACENTES PARA AVISO DE DESCARGAS ELEVADAS

Para operacionalizar as medidas de atuação previstas na parte 8 do PEI, mais concretamente para dar resposta à ocorrência excecional (OECA) associada à cheias e descargas operacionais elevadas, a EDP decidiu analisar, para além do cenário mais desfavorável, um cenário intermédio de afetações para o caso de descargas elevadas. Para tal, criou uma proposta com um conjunto de princípios subjacentes para a definição de caudais críticos para o aviso de descargas elevadas que foi posteriormente entregue à autoridade, APA.

A EDP propôs então que os valores de caudal de descarga elevada e da extensão de aviso na ZAS fossem, para cada aproveitamento, analisados, discutidos e fixados em articulação com a DGH e Direções dos Centros de Produção, antes do seu envio para apreciação e validação por parte da Autoridade (APA).

Segundo a proposta da EDP, o sinal de descargas elevadas deve ser acionado nos casos em que se admite que os caudais descarregados pelos órgãos de segurança da barragem, independentemente do seu valor, potenciem variações de níveis e velocidades de escoamento a jusante da barragem que justifiquem o aviso à população existente nessa zona do vale.

Nesse sentido, considera-se que o aviso sinal de descarga deve ser garantido na grande maioria dos casos, não só para determinados valores de caudais elevados, no caso de descarga elevada, mas também logo a partir do instante inicial dos descarregamentos por qualquer um dos órgãos de segurança (início de descarga), durante todo o ano hidrológico, sempre que se considere que essa ocorrência acarrete risco de afetação dos potenciais usuários diretos do rio e das suas margens. Tendo em conta os princípios de atuação anteriormente referidos, resume-se a possível sequência de Avisos Sinal de Descarga a considerar em situações de descargas operacionais:

- 1º Aviso: Início de Descarga, acionado imediatamente antes do instante em que se iniciam os descarregamentos pelos órgãos de segurança, independentemente do período hidrológico em que ocorrem. A extensão do aviso ao longo da ZAS deve ser estudada em função das características hidrográficas e ocupacionais do vale a jusante, sempre garantindo o aviso junto à barragem (POC);

- 2º Aviso: Descarga Elevada, acionado quando se atinge um caudal descarregado a partir do qual está associado o risco de inundação de pontos críticos no vale a jusante. Nesta situação, a extensão do aviso deve ser, em princípio, ao longo da totalidade da ZAS, uma vez que, se prevê que caudais da mesma ordem de grandeza potenciem riscos de inundação idênticos ao longo de toda a extensão da ZAS. Nos casos em que tal não se venha a verificar, este 2º Aviso pode ser configurado para ser acionado em zonas menos extensas da ZAS, em função de dois ou mais patamares de caudal descarregado, a definir em função do risco de inundação associado. Esta situação descreve-se em caso de existência de mais do que uma sirene numa zona crítica, como é o exemplo das zonas críticas abordadas neste estudo, logo conclui-se que os caudais críticos associados a cada sirene corresponderão ao caudal crítico da infraestrutura crítica, dentro da área de abrangência sonora da sirene, com a cota mais baixa.

As zonas críticas de aviso serão definidas pelo número e abrangência das sirenes que compõe o SAP.

O objetivo do estudo agora apresentado foca-se na definição dos vários patamares de caudais de descarga elevada para os PEI do AH do Baixo Sabor e do AH do Pocinho que levam à necessidade de acionamento do/(s) 2º Aviso/(s) na respetiva ZAS. Sabendo que os dois AH limitam a zona de estudo a montante, partilham a extensão da ZAS e que os lançamentos que cada um efetua influenciam os níveis do outro, procurou-se definir estes caudais de aviso como uma combinação ou soma dos caudais lançados nos dois AH.

3

CASO DE ESTUDO E ELEMENTOS BASE

A zona de estudo abordada na presente dissertação é a albufeira da Valeira, uma vez que um dos objetivos é estudar as consequências provocadas por descargas elevadas efetuadas nos AH do Baixo Sabor e Pocinho, no vale a jusante. De forma a uma melhor compreensão da zona, está presente no anexo D um desenho, com base em carta militar, com a delimitação do vale em estudo, incluindo a apresentação do limite da ZAS.

3.1. BACIAS HIDROGRÁFICAS DO SABOR E DOURO

3.1.1. BACIA HIDROGRÁFICA DO SABOR

O rio Sabor constitui um dos principais afluentes da margem direita do rio Douro, configurando-se a sua bacia hidrográfica de forma retangular alongada com uma orientação NE-SW, acompanhando a direção dominante da tectónica e da orografia a norte do Douro. Com uma área total de 3900 km², o seu desenvolvimento é de quase 100 km e a sua largura média de 40 km, estando 86% inserida no território nacional, localizada na zona seca do Nordeste Transmontano. As áreas das bacias hidrográficas do rio Sabor nos locais das barragens dos Escalões de Montante e de Jusante são de 3447 km² e 3491 km², respetivamente. (EDP, 2006)

3.1.2. BACIA HIDROGRÁFICA DO DOURO

A bacia hidrográfica do Douro, com uma área total aproximada de 97 000km² e uma configuração alongada com orientação E-W, é a maior da Península Ibérica, correspondendo a 17% da sua superfície total. A parte portuguesa da bacia abrange cerca de 18 500km², o que representa cerca de um quarto da superfície do território continental português.

O curso do rio Douro, cujo comprimento total é de 850km, desenvolve-se ao longo de 525km em território espanhol, 112 km na fronteira entre Portugal e Espanha, seguido de 213km em território português até à sua foz junto às cidades do Porto e de Gaia. Ao aproveitamento da Valeira, situado no final do terço superior do curso nacional do rio Douro, entre as confluências dos rios Sabor e Tua, corresponde uma bacia hidrográfica de cerca de 85 400km², que é aproximadamente 88% da bacia total do rio Douro, e excede somente em cerca de 9% a bacia correspondente ao início do seu curso em território Nacional, em Barca de Alva (78100km²). Verifica-se, assim, deste modo que à bacia hidrográfica dominada pelo aproveitamento corresponde uma largura média de 121km (relação entre a área dominada e o desenvolvimento do curso de água a montante) (HIDRORUMO, 2001).



Fig. 3.1 - Mapa ilustrativo da bacia hidrográfica do rio Douro.

3.2. APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS DO BAIXO SABOR, POCINHO E VALEIRA

3.2.1. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO BAIXO SABOR

O Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor é constituído por duas barragens implantadas no troço inferior do rio Sabor, afluente da margem direita do rio Douro, em locais inseridos no concelho de Torre de Moncorvo, distrito de Bragança: a barragem do Baixo Sabor, a montante, situada a cerca de 12.6 km da confluência do Sabor com o Douro e cerca de 7 km a montante da ponte do IP2, designada como Ponte do Sabor, localizada junto da Quinta da Portela; a barragem do Feiticeiro, a jusante, situada a pouco mais de 3 km a montante da foz do rio Sabor.



Fig. 3.2 - Barragem do Feiticeiro. Vista para o vale a jusante

Ambos os escalões estão equipados com grupos reversíveis instalados em circuitos hidráulicos relativamente curtos, permitindo a restituição dos caudais turbinados imediatamente a jusante das respetivas barragens. A adução da água bombada é feita na restituição em turbinamento, o que corresponde, para a barragem do Baixo Sabor, à cauda da albufeira do Feiticeiro, e, para o Feiticeiro, ao trecho do rio Sabor, já sob a influência da albufeira da Valeira no rio Douro.

O Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor reveste-se de uma importância fundamental para o sector elétrico nacional, devido à sua localização, no Douro Superior, a montante da cascata do Douro Nacional, e às suas características, com grande capacidade de armazenamento e grupos reversíveis gerando valias no aproveitamento da cascata a jusante.

A exploração de ambos os escalões do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor terá uma forte interação com a exploração das barragens do Pocinho e da Valeira, uma vez que estes se situam no rio Sabor estando o de jusante sob a influência direta do rio Douro e da albufeira da Valeira (EDP, 2006).

3.2.2. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO POCINHO

O aproveitamento do Pocinho localiza-se no rio Douro, sensivelmente a meio do troço delimitado pelas confluências dos rios Côa e Sabor, a cerca de 6 km a montante da Foz do Sabor, e a cerca de 180 km das cidades do Porto e Gaia.



Fig. 3.3 - Barragem do Pocinho. Vista de jusante.

O seu funcionamento é a fio de água, por isso, o efeito de amortecimento das cheias é praticamente nulo. Dos cinco aproveitamentos do troço nacional do rio Douro, é o que possui a segunda menor queda, a seguir a Crestuma-Lever, com uma queda bruta máxima de 22.0 m.

À cota máxima de retenção normal (125.50) a área inundada pela albufeira é de 830 ha e o volume total armazenado de 81 hm³, sendo apenas de 12 hm³ o volume utilizável em exploração normal, correspondente a uma oscilação normal de nível de retenção de 1.5 m.

Na tabela 1, apresentam-se os valores dos caudais de cheia associados aos períodos de retorno indicados resultantes dos referidos estudos.

Tabela 1 - Caudais de cheia da barragem do Pocinho e respetivos períodos de retorno. CPE, 1973.

| Período de retorno | Caudal de cheia (m ³ /s) |
|--------------------|-------------------------------------|
| 2 anos | 3000 |
| 5 anos | 5100 |
| 10 anos | 6400 |
| 50 anos | 9400 |
| 100 anos | 10700 |
| 500 anos | 13700 |
| 1000 anos | 14900 |

De acordo com o justificado no Projeto do Escalão do Pocinho (CPE, 1973) o caudal considerado no dimensionamento dos órgãos de descarga da barragem foi de 15 000 m³/s, que é o valor arredondado da cheia com a probabilidade de ocorrência de uma vez em 1000 anos.

O aproveitamento hidroelétrico do Pocinho é constituído por: um bloco de construção, na margem esquerda, que inclui a central, as tomadas de água e os canais de fuga; uma barragem-d Descarregador, situada sensivelmente a meio do vale e separada deste pelo muro barragem-central que integra uma eclusa de peixes; uma eclusa de navegação, estabelecida em continuidade com a barragem-d Descarregador, junto ao encontro da margem direita; a subestação, situada numa plataforma na encosta da margem esquerda, a jusante da central (HIDRORUMO, 2002).

3.2.3. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DA VALEIRA

O aproveitamento da Valeira localiza-se no rio Douro, cerca de 7 km a montante da foz do rio Tua e cerca de 30 km a jusante da Foz do Sabor, imediatamente a jusante do célebre estrangulamento do rio conhecido por “Cachão da Valeira” e a aproximadamente 145 km das cidades do Porto e Gaia.



Fig. 3.4 - Barragem da Valeira. Vista aérea.

À cota máxima prevista para a exploração da albufeira (105,0) a área inundada pela albufeira é de 795 ha e o volume total armazenado de 97 hm³, sendo apenas de 12 hm³ o volume utilizável em exploração normal, correspondente à retenção entre as cotas (105,0) e (103,5). A albufeira criada pela construção da barragem da Valeira estende-se por cerca de 35 km, abrangendo os concelhos de Carrazeda de Ansiães, S. João da Pesqueira, Torre de Moncorvo e Vila Nova de Foz Côa, potenciando, entre outras, múltiplas finalidades de recreio e desporto, com importantes reflexos no turismo e no desenvolvimento da região. O seu funcionamento é a fio de água, sendo, por isso, o efeito de amortecimento das cheias praticamente nulo.

Na tabela 2 apresentam-se os valores dos caudais de cheia associados aos períodos de retorno indicados resultantes dos referidos estudos:

Tabela 2 - Caudais de cheia da barragem do Valeira e respetivos períodos de retorno. HED, 1969.

| Período de retorno | Caudal de cheia (m ³ /s) |
|--------------------|-------------------------------------|
| 2 anos | 3500 |
| 5 anos | 5900 |
| 10 anos | 7500 |
| 50 anos | 11100 |
| 100 anos | 12700 |
| 500 anos | 16100 |
| 1000 anos | 17700 |

O maior caudal que se estima ter ocorrido na Valeira desde o ano 1500 é de 13 100m³/s e data de 1909, tendo-se verificado o segundo maior caudal conhecido, da ordem de 12 700m³/s, em 1962.

De acordo com o justificado no Projeto do Escalão da Valeira (HED, 1969) o caudal considerado no dimensionamento dos órgãos de descarga da barragem foi de 18 000m³/s, que é o valor arredondado da cheia com a probabilidade de ocorrência de uma vez em 1000 anos.

A cota de retenção e as normas de exploração foram estabelecidas tendo em conta os problemas de inundação, especialmente do troço da linha de caminho-de-ferro do Douro entre o túnel da Valeira e a ponte da Ferradosa, sobre o rio Douro (HIDRORUMO, 2001).

3.3. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ALBUFEIRA DA VALEIRA

3.3.1. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS

O perfil do rio Douro em território português apresenta dois troços com declives muito diferentes. O primeiro, correspondendo praticamente a todo o troço fronteiriço, é caracterizado por um forte declive médio de cerca de 3m/km. A partir da confluência do Huebra, o declive médio reduz-se para 0,55m/km, valor que se mantém até à foz. À semelhança de praticamente todo o vale do rio Douro, entre a barragem do Pocinho e a barragem da Valeira, numa extensão de cerca de 36 km, o vale mantém o seu considerável encaixe entre margens, de uma maneira geral abrupta.

Nos últimos quilómetros do rio Sabor a montante da confluência da ribeira da Vilariça, o vale torna-se menos encaixado do que na cauda da albufeira do Feiticeiro e com secções transversais onde começam a aparecer leitos de cheia, características que são ampliadas a jusante da referida ribeira em associação com a grande expansão que esta proporciona. Assim, nos últimos

quilómetros até à sua foz no rio Douro, o rio Sabor apresenta uma secção transversal larga e com leitos de cheia de dimensão muito importante - à cota (130) o vale apresenta largura superior a 1000 m. Na parte terminal do seu curso, o rio Sabor apresenta uma inclinação média de cerca de 0.0016 m/m (HIDRORUMO, 2001).

3.3.2. ASPETOS DEMOGRÁFICOS E SOCIOECONÓMICOS

A albufeira da Valeira abrange quatro concelhos associados a três distritos: na margem direita, os concelhos de Torre de Moncorvo e de Carrazeda de Ansiães pertencentes ao distrito de Bragança; na margem esquerda, o concelho de Vila Nova de Foz Côa pertencente ao distrito da Guarda e o concelho de S. João da Pesqueira pertencente ao distrito de Viseu. Toda a albufeira insere-se na região demarcada dos vinhos generosos do Douro, onde se produz o célebre “vinho fino”, assim denominado na região. Embora as zonas de eleição do afamado vinho do Porto se situem na albufeira da Régua, na albufeira da Valeira ainda se encontram locais de produção de indiscutível privilégio, tais como o troço Ferradosa - Quinta do Cachão - Quinta das Vargelas, o troço Quinta do Vesúvio - Quinta da Fonte Santa e o troço Senhora da Ribeira - Cadima.

Na margem direita do Douro, entre o Pocinho e a foz do Sabor, destaca-se o traçado do IP2 que, numa extensão de cerca de 4 km, acompanha o percurso do Douro, a povoação de Rego da Barca e as quintas do Campo, de Bandeiras e da Barca. Na margem esquerda, existem apenas edificações dispersas.

Junto à foz do rio Sabor localizam-se as povoações de Cabanas de Baixo e da Foz do Sabor. A parte final deste importante afluente do Douro é influenciada pelo nível de retenção na barragem da Valeira. Assim, para o nível de retenção normal, (105), a influência daquela barragem atinge a zona da ponte do IP2 sobre o rio Sabor, não se fazendo praticamente sentir na ribeira da Vilariça, que em situações de cheia no Douro é afetada na sua parte final. Na Foz do Sabor existe também uma praia fluvial onde se pode encontrar um parque infantil, um parque de merendas e um bar. Devido ao seu vale mais largo existe ainda, na margem esquerda do rio Sabor, terrenos agrícolas dedicados à produção e venda de hortícolas. Estas infraestruturas serão abordadas mais à frente pelo que se encontram numa zona crítica do rio Sabor.

A ocupação humana do vale do Sabor é muito reduzida, à exceção do trecho final a jusante da confluência com a ribeira da Vilariça até à sua foz, onde se localizam as Quintas de Alfarela, dos Chibos e do Rego da Lousa, na margem esquerda, e a Quinta de Vila Maior na margem direita. Nesta mesma margem localizam-se as povoações de Cabanas de Baixo e da Foz do Sabor, a primeira já a cotas relativamente elevadas.

Sobre a foz do rio Sabor existe uma ponte que liga a povoação de Foz do Sabor à EM 622. Esta última estrada permite a ligação entre Rego da Barca, situada já na margem direita do Douro a montante da confluência do Sabor, e Torre de Moncorvo, tendo uma parte do traçado paralelo ao IP2, situado entre este e os rios Douro e Sabor.

A jusante da foz do Sabor, o rio Douro corre extremamente encaixado entre o Cabeço das Gandaras, na margem direita, e o Cabeço Meão, na margem esquerda, até perto da povoação de Saião. A jusante dessa povoação as características gerais do vale não se alteram significativamente.

Por fim, nos primeiros quilómetros do vale do Douro a jusante da confluência do Sabor são praticamente inexistentes povoados ou mesmo edificações isoladas. A jusante do importante estrangulamento do rio anteriormente referido são de localizam-se, na margem direita, as povoações de Saião e Bezerral e as quintas da Telhada, dos Ingleses, da Amendoeira, da Coelheira, da Senhora da Ribeira, da Fonte Santa, do Cachão do Arnozelo, dos Canais de Baixo, da Telheira e da Ferradosa, e, na margem esquerda, as povoações de Arnozelo e S. Xisto e as quintas de Saião, do Rosmaninho, do Torrão, do Vesúvio, do Arnozelo, de Vargelas, do Cachão e da Pinha. O limite das ZAS do AHBS, escalão jusante, que se apresenta ao km 9.40, a contar da barragem da Valeira para montante, logo a jusante da localidade de Vesúvio, corresponde também ao fim da zona de estudo da presente dissertação (HIDRORUMO, 2001).

3.4. ZONAS E INFRAESTRUTURAS CRÍTICAS NO VALE A JUSANTE

Para o estudo de ondas do AHBS (EDP, 2006) foi feito um levantamento no terreno por parte da EDP de modo a definir as infraestruturas mais significativas potencialmente afetadas em caso de cheia, descarga elevada ou rotura da barragem. Os resultados desse levantamento são apresentados a seguir dividindo as infraestruturas por zonas críticas e ordenando-as segundo o mesmo critério que será usado no capítulo 7, ou seja, da cota mais baixa para a mais alta, de maneira a facilitar a compreensão da análise de potenciais afetações. No anexo D, estão representadas as zonas críticas ao longo do vale a jusante estudado, bem como as localizações de cada infraestrutura crítica.

Conforme referido em 2.3, as zonas críticas de aviso foram definidas pelo número e abrangência das sirenes que compõe o SAP. Neste pressuposto, definiram-se 5 zonas críticas, cada uma delas associada a uma ou mais sirenes de acordo com os subcapítulos seguintes:

3.4.1. POCINHO (SIRENES 9 E 10)

Tabela 3 - Infraestruturas críticas dentro da zona do Pocinho.

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|---------------------------------------|----------|------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| P6 | Ponte (EN 614) | 123.26 | Vila Nova de Foz Côa (MD-ME) | V37 - V38 | - | 10 |
| P5 | Ponte EM acesso cemiterio | 121.90 | Cortes da Veiga | V37 - V38 | - | 10 |
| P4 | Indústria de extração de óleos | 118.49 | Pocinho (ME) | V38 - V39 | 6 | 9 |
| P3 | Bar do parque de merendas de Frieiras | 114.82 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 60 | 10 |
| P2 | Parque de merendas de Frieiras | 108.06 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 100 | 10 |
| P1 | Praia fluvial de Frieiras | 105.39 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 200 | 10 |



Fig. 3.5 - Praia fluvial de Frieiras.



Fig. 3.6 - Parque de merendas de Frieiras



Fig. 3.7 - Bar do parque de merendas de Frieiras.

3.4.2. SABOR (SIRENES 8 E 16)

Tabela 4 - Infraestruturas críticas dentro da zona do Sabor.

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|--|----------|--------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| SA5 | Ponte (EM 623-1) | 108.37 | - | S1 | | 8 |
| SA4 | Bar da praia fluvial de Foz do Sabor | 107.89 | Foz do Sabor (MD) | S1 | 55 | 8 e 16 |
| SA3 | Produção/Venda de hortícolas | 107.50 | Cabeça Boa | S3 | 3 | 8 |
| SA2 | Parque de merendas praia fluvial de Foz do Sabor | 107.37 | Cabeça Boa (Foz do Sabor) (MD) | S1 | 100 | 8 e 16 |
| SA1 | Parque infantil da praia fluvial de Foz do Sabor | 106.94 | Foz do Sabor (MD) | S1 | 10 | 8 e 16 |



Fig. 3.8 - Praia fluvial da Foz do Sabor.



Fig. 3.9 - Bar do parque de merendas da Foz do Sabor.



Fig. 3.10 - Parque de merendas da Foz do Sabor.



Fig. 3.11 - Ponte (EM 623-1).



Fig. 3.12 - Produção/venda de hortícolas.

3.4.3. VILARIÇA (SIRENES 4 E 5)

Tabela 5 - Infraestruturas críticas dentro da zona da Vilariça.

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|---------------------|----------|------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| VIL5 | Quinta da Silveira | 130.98 | Adeganha (ME) | VI2 | 3 | 4 |
| VIL4 | Ponte (IP 2) | 129.96 | Adeganha (MD-ME) | VI5 | - | - |
| VIL3 | Quinta do Carrascal | 129.77 | Vila Flor (MD) | VI5 – VI6 | 5 | - |
| VIL2 | Quinta do Carvalho | 129.16 | Horta da Vilariça (MD) | VI3 | 5 | 5 |
| VIL1 | Ponte (EM 623) | 114.75 | - | VI2 | - | 4 |



Fig. 3.13 - Ponte (EM-623)

3.4.4. LOUSÃ/FREIXO NUMÃO (SIRENES 11 E 12)

Tabela 6 - Infraestruturas críticas dentro da zona de Lousã/Freixo Numão.

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|------------------------------|----------|---|---------------|-------------------------|--------|
| F6 | Restaurante "Bago D'Ouro" | 125.90 | Freixo de Numão-Mós (ME) | V15 - V16 | 200 | 12 |
| F5 | Restaurante "Preguiça" | 125.69 | Mós (MD) | V14 - V15 | 60 | 11 |
| F4 | Quinta dos Ingleses | 120.00 | Vilarinho da Castanheira | V14 - V15 | 5 | 11 |
| F3 | Armazém da Quinta do Lobazim | 113.26 | Lousa (MD) | V14 - V15 | 1 | 11 |
| F2 | Cais flutuante Rib Murça | 107.65 | Mós (MD) | V14 - V15 | 0 | 11 |
| F1 | Via Municipal VM3 | 106.50 | Localidade de Lousa. Torre de Moncorvo | V15 - V16 | - | 12 |



Fig. 3.14 - Restaurante "Bago D'Ouro".



Fig. 3.15 - Quinta dos Ingleses.



Fig. 3.16 - Cais de Ribeira de Murça.

3.4.5. SENHORA RIBEIRA/VESÚVIO (SIRENES 13 E 14)

Tabela 7 - Infraestruturas críticas dentro da zona de Senhora Ribeira/Vesúvio.

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|--|----------|--------------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| VE6 | Quinta do Vesúvio | 110.76 | Quinta do Vesúvio - Numão (ME) | V12 - V13 | 10 | 13 |
| VE5 | Restaurante/ Pensão "Senhora da Ribeira" | 109.94 | Senhora da Ribeira (MD) | V12 - V13 | 120 | 14 |
| VE4 | Via Municipal VM 3 | 107.47 | Ponte (Via Municipal VM 3) | V12 - V13 | - | 14 |
| VE3 | Zona de estar em Senhora da Ribeira | 106.52 | Senhora da Ribeira (MD) | V12 - V13 | 20 | 14 |
| VE2 | Cais flutuante (particular) | 105.95 | Seixo de Ansiães (MD) | V12 - V13 | - | 14 |
| VE1 | Via Municipal VM 3 | 105.59 | Qtª dos Ingleses – Qtª da Amendoeira | V11 - V12 | - | 14 |



Fig. 3.17 - Via Municipal (VM3)



Fig. 3.18 - Zona de estar em Senhora Ribeira.



Fig. 3.19 - Cais flutuante.



Fig. 3.20 - Quinta do Vesúvio.



Fig. 3.21 - Restaurante/pensão "Senhora da Ribeira"



Fig. 3.22 - Ponte (Via Municipal VM3).

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA (HEC-RAS)

O HEC-RAS, Hydrologic Engineering Center – River Analysis System, foi desenvolvido em 1964 pelo exército dos EUA - Corps of Engineers, com o objetivo de realizar estudos de análise de escoamento de canais naturais ou artificiais. Rapidamente passou a ser também uma ferramenta de análise hidráulica, com diversos upgrades ao longo dos anos para assegurar estudos para projeto de pontes, diques, análises de sumidouros, entre outras coisas.

O HEC-RAS é capaz de modelar regimes lento, rápido e escoamento misto de rios, sendo os resultados obtidos tipicamente aplicados na elaboração de modelos de inundação, podendo ser tanto unidimensional como bidimensional (HEC, 2016 b).

4.1. MODELAÇÃO UNIDIMENSIONAL

No caso do modelo unidimensional, o software usa um número de parâmetros de entrada para a análise hidráulica da geometria do canal do escoamento e escoamento de água. Estes parâmetros são utilizados para estabelecer uma série de secções transversais ao longo do escoamento. Em cada secção transversal são identificados e localizados os dados do escoamento dividindo em 3 partes: leito de cheia da margem esquerda, canal principal e leito de cheia da margem direita (HEC, 2016 b).

Em cada secção transversal, o HEC-RAS utiliza vários parâmetros de entrada para descrever a forma, elevação e posição relativa ao longo do rio:

- Número da secção no rio;
- Coordenadas de cada ponto da secção, da esquerda para a direita;
- As coordenadas laterais e de elevação dos pontos do terreno que definem o início das áreas secas ou leitos de cheia;
- Comprimentos entre secções pela margem esquerda, canal central e margem direita de cada secção transversal adjacente. Os três comprimentos representam o caminho da vazão médio através de cada trecho do par de secções transversais;
- Os coeficientes de rugosidade (Manning);
- Os coeficientes de contração e expansão do canal;

- Descrição geométrica de todas as estruturas hidráulicas, tais como pontes, canais e açudes.

4.2. MODELAÇÃO BIDIMENSIONAL

Em 2016, o HEC adicionou a capacidade de executar o cálculo hidrodinâmico bidimensional (2D) dentro da análise de escoamento variável do HEC-RAS. Os utilizadores podem, assim, executar modelação de escoamento variável (1D), modelação de escoamento variável bidimensional (2D) (equações de Saint Venant das equações de ondas de difusão), bem como roteamento de escoamento variável 1D e 2D. As 2D áreas de escoamento no HEC-RAS podem ser usadas de várias formas. Os seguintes pontos são exemplos de como as áreas de escoamento 2D podem ser usadas para suportar modelação no HEC-RAS (HEC, 2016 b):

- Modelação detalhada do canal 2D;
- Modelo detalhado 2D e modelo de zonas de inundação;
- Canais 1D combinados com zonas de inundação 2D;
- Canais combinados 1D/zonas de inundação com áreas de escoamento 2D atrás de diques;
- Conectar diretamente trechos 1D dentro ou fora de áreas de escoamento 2D;
- Conectar diretamente uma área de escoamento 2D a área de armazenamento 1D com estrutura hidráulica;
- Múltiplas áreas de escoamento 2D na mesma geometria;
- Conectar diretamente várias áreas de escoamento 2D com estruturas hidráulicas;
- Simplificado para análises de rotura de barragens muito detalhadas;
- Simplificado para análises de rotura de diques muito detalhadas.

A modelação do escoamento 2D é conseguida adicionando-se elementos de área de escoamento 2D no modelo, da mesma maneira que se adiciona uma área de armazenamento. Uma área de escoamento 2D é adicionada desenhando um polígono com a área de escoamento, desenvolvendo a malha computacional 2D e por último, ligando as áreas de escoamento 2D aos elementos do modelo 1D ou conectando diretamente as condições fronteira às áreas 2D.

4.3. PRINCÍPIOS GERAIS DA HIDRODINÂMICA

Este capítulo descreve a base teórica para os cálculos unidimensionais do perfil da superfície da água e os cálculos hidrodinâmicos bidimensionais. As discussões contidas neste subcapítulo são limitadas aos cálculos dos perfis da superfície da água em regime permanente e escoamento em regime variável.

4.3.1. ESCOAMENTO EM REGIME PERMANENTE EM MODELO UNIDIMENSIONAL

4.3.1.1. Método "Standard Step"

Para escoamentos permanentes, o nível de água associado a cada secção é calculado resolvendo a equação da energia, equação de Bernoulli, por um processo iterativo "Standard Step Method" (HEC, 2016 b).

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{Equação (4.1)}$$

Onde, Z_1, Z_2 – Elevação da superfície livre no canal principal;

Y_1, Y_2 – Altura do escoamento;

V_1, V_2 – Velocidade média;

a, a_2 – Coeficiente de peso da velocidade;

g – Aceleração da gravidade;

h_e – Perda de carga.

O diagrama que demonstra os termos utilizados na equação X é apresentado na imagem seguinte:

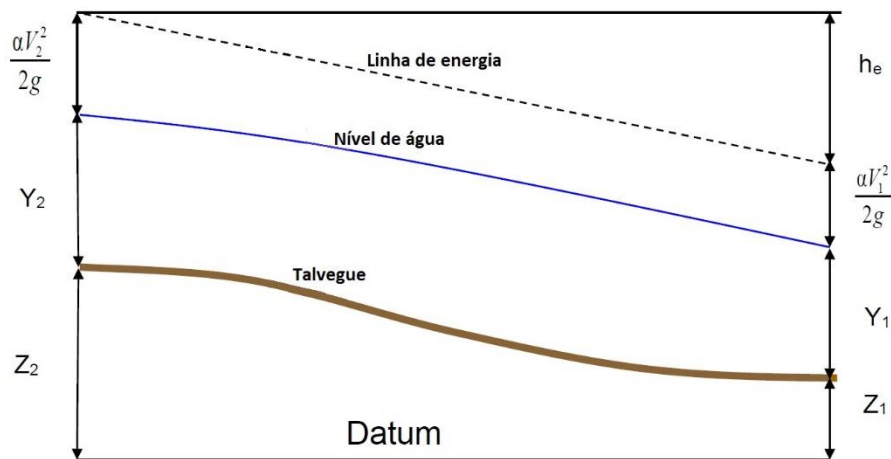


Fig. 4.1 - Ilustração do processo "Standard Step Method".

A perda de carga (h_e) entre duas seções é compreendida por perdas de atrito e perdas por contração ou expansão. A equação para o cálculo da perda de carga é a seguinte:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{Equação (4.2)}$$

Onde, L – Comprimento de alcance ponderado de descarga;

\bar{S}_f – Inclinação média de fricção representativa entre duas secções;

C – coeficiente de expansão/contração.

O comprimento ponderado de distância, L , é calculado:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad \text{Equação (4.3)}$$

Onde, L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} - Comprimento entre secções transversais especificado para o escoamento no leito de cheia da margem esquerda, canal principal e leito de cheia da margem direita, respetivamente;

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ - Caudal médio dos escoamentos entre secções transversais para o leito de cheia da margem esquerda, canal principal e leito de cheia da margem direita, respetivamente.

4.3.2. ESCOAMENTO EM REGIME VARIÁVEL EM MODELO UNIDIMENSIONAL

Para a simulação matemática das condições associadas a descargas operacionais foi utilizado um modelo numérico baseado nas equações completas de Saint Venant para escoamentos não permanentes em cursos de água naturais, escritas sob forma quase conservativa, as quais traduzem os princípios da conservação da massa e da quantidade de movimento.

Estas equações constituem um sistema de equações às derivadas parciais, cuja integração é efetuada por via numérica com base num esquema implícito de diferenças finitas, mais concretamente, o esquema de quatro pontos ponderados ou de Preissmann (HEC, 2016 b).

A descrição das formulações teóricas usadas para a definição destas equações no cálculo de escoamentos variáveis unidimensionais seguidamente apresentada.

4.3.2.1. Equações Base

As leis físicas (equações de Saint-Venant) que controlam o escoamento de água num canal são:

- O princípio da conservação da massa (equações de continuidade);
- O princípio da conservação da quantidade de movimento (equações de quantidade de movimento).

A derivação destas equações tem com base alguns pressupostos, sendo eles:

- O escoamento é unidimensional, no qual a profundidade e a velocidade variam apenas na direção longitudinal do canal, ou seja, a velocidade é constante e a superfície da água é horizontal numa secção perpendicular ao eixo longitudinal do canal;
- Existe uma variação gradual do escoamento ao longo do canal, desprezando acelerações verticais e considerando que a distribuição de pressões, segundo a vertical, é hidrostática;
- Os efeitos de erosão e de deposição não influencia o escoamento;
- Os coeficientes de rugosidade são os mesmos aplicados ao regime permanente;
- O fluido é incompressível e com massa volúmica constante.

4.3.2.2. Equação de Continuidade

Tendo como base o manual de referência (HEC-RAS, 2016 b), considera-se o volume de controlo elementar apresentado na figura 4.2, em que a distância x é medida ao longo do canal, como ilustrado. No ponto intermédio do volume de controlo, o caudal e a área total de escoamento são definidos por $Q(x, t)$ e $A(x, t)$, respetivamente. A área total de escoamento, variável dependente da altura do escoamento $h(x, t)$, é a soma da área do canal e a área de armazenamento fora do canal.

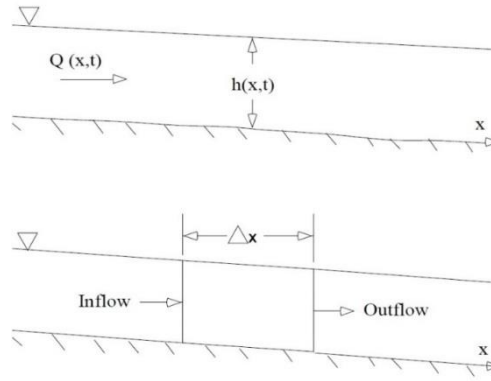


Fig. 4.2 - Volume de Controlo elementar para derivação das equações de continuidade e de quantidade.
HEC-RAS, 2016 b.

A conservação de massa do volume de controlo conduz a que a variação do escoamento que flui através do volume de controlo seja igual à variação no armazenamento no volume de controlo. A afluência ao controlo de volume pode ser escrita como:

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad \text{Equação (4.4)}$$

sendo que a efluência, é definida por:

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad \text{Equação (4.5)}$$

e a variação do armazenamento como:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x \quad \text{Equação (4.6)}$$

Assumindo que Δx é pequeno, a diferença da massa no volume de controlo é igual a:

$$\rho \frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x = \rho \left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_i \right] \quad \text{Equação (4.7)}$$

onde Δx representa as afluências laterais ao volume de controlo e ρ é a massa volúmica do fluído. Simplificando e dividindo todos os membros por $\rho \Delta x$, a forma final da equação de continuidade toma o seguinte aspeto:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad \text{Equação (4.8)}$$

em que q_l representa as entradas laterais por unidade de comprimento.

4.3.2.3. Equação da Quantidade de Movimento

A conservação da quantidade de movimento é expressa pela segunda lei de Newton como:

$$\sum F_x = \frac{d\vec{M}}{dt} \quad \text{Equação (4.9)}$$

A conservação da quantidade de movimento de um dado volume de controlo considera, assim, que o somatório das forças a atuar sobre esse volume é igual à variação temporal da quantidade de movimento, equação que é vetorial e com direção do eixo dos xx . Por outras palavras, a variação do fluxo da quantidade de movimento entrado no volume de controlo adicionado às forças externas atuantes no mesmo será igual à variação de quantidade de movimento do volume de controlo.

O fluxo de quantidade de movimento corresponde ao produto da massa fluida pelo vetor velocidade no sentido do escoamento. Para a correspondente formulação, deverão ser consideradas três tipos de forças atuantes:

- Pressão;
- Gravidade;
- Arrastamento (ou de atrito) de fronteiras.

Forças de pressão: A figura 4.3 ilustra um caso geral de uma secção transversal irregular. A distribuição da pressão é considerada como sendo hidrostática, isto é, a pressão varia linearmente com a profundidade e a força de pressão total é o integral do produto área-pressão sobre a secção transversal. Segundo Schames (1962), a força de pressão em qualquer ponto pode ser escrita como:

$$F_P = \int_0^h \rho g (h - y) T(y) dy \quad \text{Equação (4.10)}$$

onde h é a profundidade, y a distância desde o fundo do canal até à superfície líquida e $T(y)$ uma função largura que relaciona a largura da secção transversal com a distância y .

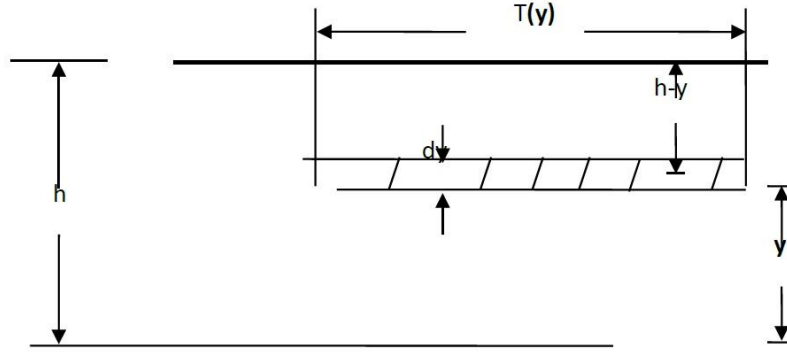


Fig. 4.3 - Simbologia associada à quantificação das forças de pressão. HEC (2016 b).

Se F_P é a força de pressão na direção dos xx no ponto médio do volume de controlo, a força no limite de montante do volume de controlo pode ser escrita como:

$$F_P - \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad \text{Equação (4.11)}$$

e no limite de jusante como:

$$F_P + \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad \text{Equação (4.12)}$$

A resultante das forças de pressão sob o volume de controlo pode, portanto, ser escrita como:

$$F_{Pn} = \left| F_P - \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| - \left| F_P + \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| + F_B \quad \text{Equação (4.13)}$$

onde F_{Pn} é a força de pressão efetiva sob o volume de controlo, e F_B é a força exercida pelas margens, na direção do eixo dos xx , sobre o fluido. A expressão pode ser simplificada:

$$F_{Pn} = -\frac{\partial F_P}{\partial x} \Delta x + F_B \quad \text{Equação (4.14)}$$

Diferenciando a equação (4.9), usando a regra de Leibnitz e substituindo na equação (4.13) resulta:

$$F_{Pn} = -\rho g \Delta x \left[\frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h T(y) dy + \int_0^h (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} dy \right] + F_B \quad \text{Equação (4.15)}$$

O primeiro integral na equação (4.15) corresponde à área da secção transversal, A . O segundo integral (multiplicado por $-\rho g \Delta x$) corresponde à força de pressão exercida pelo fluido nas

margens, que é exatamente igual, em intensidade, mas com sentido oposto, à força F_B . Assim, a força de pressão efetiva pode ser escrita como:

$$F_{Pn} = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad \text{Equação (4.16)}$$

Força gravítica: A força da gravidade sobre o fluido no volume de controlo na direção x é:

$$F_g = \rho g A \sin\theta \Delta x \quad \text{Equação (4.17)}$$

sendo, θ o ângulo do fundo do canal com a horizontal. Para rios naturais, é pequeno e $\sin\theta \approx \tan\theta = -\partial Z_0/\partial x$, onde Z_0 é a cota do fundo do canal. Tendo em conta isso, a força gravítica pode ser escrita como:

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x \quad \text{Equação (4.18)}$$

Esta força será negativa para inclinações do leito também negativas.

Força de arrastamento nas fronteiras (ou de atrito): As forças de atrito entre o canal e o fluido podem ser escritas como:

$$F_f = -\tau_o P \Delta x \quad \text{Equação (4.19)}$$

onde τ_o é a tensão média de corte (força por unidade de área) a atuar sobre nas fronteiras líquidas, e P é o perímetro molhado. O sinal negativo indica que, com o escoamento a processar-se no sentido positivo do eixo dos xx , a força atua no sentido negativo do mesmo eixo referencial. Pela análise dimensional, τ_o pode ser expresso em função de um coeficiente de arrastamento, C_D , como se segue:

$$\tau_o = \rho C_D V^2 \quad \text{Equação (4.20)}$$

sendo V a velocidade e ρ a massa volúmica.

O coeficiente de arrastamento pode estar relacionado com o coeficiente de Chézy, C , através do seguinte:

$$C_D = \frac{g}{C^2} \quad \text{Equação (4.21)}$$

Por outro lado, a equação de Chézy pode ser escrita como:

$$V = C \sqrt{RS_f} \quad \text{Equação (4.22)}$$

sendo C o coeficiente de Chézy, R o raio hidráulico e S_f é a perda de energia por unidade de comprimento devido às forças resistentes (de atrito). Substituindo as equações (4.20), (4.21) e

(4.22) na equação (4.19), e simplificando, resulta na seguinte expressão para a força de arrastamento de fronteiras:

$$F_f = -\rho g A S_f \Delta x \quad \text{Equação (4.23)}$$

onde S_f , acima definido, corresponde à inclinação da linha de energia, que é positiva para escoamentos no sentido positivo do eixo dos xx . Essa inclinação estará diretamente relacionada com o caudal e com a cota do nível de água. O programa HEC-RAS, desenvolvido nos Estados Unidos da América, utiliza a fórmula desenvolvida por Manning, alternativa à de Chézy. A equação de Manning pode ser escrita desta forma:

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2.208R^{4/3}A^2} \quad \text{Equação (4.24)}$$

onde R é o raio hidráulico e n é o coeficiente de rugosidade de Manning.

Definidas as três forças, é possível então como referido proceder à avaliação do fluxo de quantidade de movimento. O fluxo a entrar no volume de controlo pode ser escrito como:

$$\rho \left[QV - \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad \text{Equação (4.25)}$$

e o fluxo a sair do volume pode ser escrito como:

$$\rho \left[QV + \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad \text{Equação (4.26)}$$

Como consequência, a variação efetiva da quantidade de movimento (fluxo de quantidade de movimento) do líquido entrado no volume de controlo é:

$$-\rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x \quad \text{Equação (4.27)}$$

Tendo em conta que a quantidade de movimento do fluido dentro do volume de controlo é $\rho Q \Delta x$, a variação da correspondente quantidade de movimento pode ser escrita como:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho Q \Delta x) = \rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} \quad \text{Equação (4.28)}$$

Restando, assim, o princípio da conservação da quantidade de movimento:

Recordando a definição anteriormente apresentada, é possível enunciar e reescrever em conformidade, o princípio da conservação da quantidade de movimento: a variação do fluxo da quantidade de movimento entrado no volume de controlo (equação (4.27)) adicionada às forças externas atuantes sobre o mesmo volume [equações (4.16), (4.18) e (4.23)] é igual à variação de quantidade de movimento do volume de controlo (equação (4.28)). Assim:

$$\rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} = -\rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x - \rho g A S_f \Delta x \quad \text{Equação (4.29)}$$

Entretanto, a elevação da superfície de água, z , é igual a $z_0 + h$. Portanto:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z_0}{\partial x} \quad \text{Equação (4.30)}$$

onde $\frac{\partial z}{\partial x}$ é a inclinação da superfície de água. Substituindo a equação (4.30) na equação (4.29), dividindo por $\rho \Delta x$ e transpondo todos os termos para a esquerda resulta na forma final da equação de quantidade de movimento.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad \text{Equação (4.31)}$$

4.3.3. ESCOAMENTO EM REGIME VARIÁVEL EM MODELO 2D

As equações de Navier-Stokes descrevem o movimento de fluidos em três dimensões. No contexto da modelação de canais e inundações são impostas mais simplificações. Um conjunto simplificado de equações usado são as equações de águas superficiais (AS). O escoamento incompressível, a densidade uniforme e a pressão hidrostática são assumidos e as equações são reynolds em média, de modo que o movimento turbulento seja aproximado usando a viscosidade turbulenta. É também assumido que a escala de comprimento vertical é menor do que as escalas de comprimento horizontal. Como consequência, a velocidade vertical é pequena e a pressão é hidrostática, levando à forma diferencial das equações AS.

Em alguns escoamentos superficiais, o termo do gradiente de pressão barotrópica (gravidade) e os termos de fricção inferiores são os termos dominantes nas equações de quantidade de movimento e os termos instáveis, advecção e viscosos podem ser desconsiderados. A equação de quantidade de movimento torna-se então, na forma bidimensional da Aproximação da Onda de Difusão. A combinação desta equação com a conservação em massa produz um modelo de uma equação, conhecida como a Aproximação da Onda de Difusão das equações de Águas Superficiais (DAS).

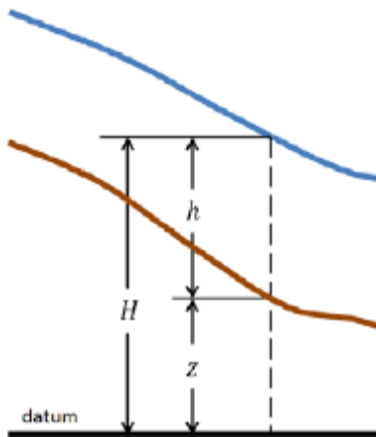


Fig. 4.4 - Simbologia de cálculo do nível de água. HEC-RAS (2016 b).

Além disso, para melhorar o tempo de computação, pode-se usar uma abordagem de batimetria de sub-malha. A ideia por trás dessa abordagem é usar uma malha computacional relativamente grossa enquanto se usa informações de escala mais finas sobre a topografia subjacente. A equação de conservação de massa é discretizada usando uma técnica de volume finito. Os detalhes da malha fina são tidos em conta como parâmetros que representam integrais múltiplas em volumes e áreas das faces. Como resultado, o transporte de massa de fluido representa a topografia de escala fina dentro de cada célula discreta. Uma vez que, esta ideia se refere apenas à equação de massa, ela pode ser usada independentemente da versão da equação de

quantidade de movimento. Nas aléas seguintes, as equações de batimetria da sub-malha são derivadas segundo as: equações de Águas Superficiais (AS) e equações de Ondas de difusão.

Numa aléa posterior, os requisitos da malha são definidos e ainda serão introduzidos dados adicionais de forma a desenvolver um algoritmo para uma solução numérica. Assumir-se-á também, que o nível do talvegue é dado por $z(x, y)$; a profundidade da água é $h(x, y, t)$ e o nível da superfície livre do escoamento é:

$$H(x, y, t) = z(x, y) + h(x, y, t)$$

4.3.3.1. Equação de Continuidade

Supondo que o escoamento é incompressível, a forma diferencial instável da equação de conservação de massa (continuidade) é:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad \text{Equação (4.32)}$$

Onde t é o tempo, u e v são componentes de velocidade na direção x e y , respetivamente, e q é um termo do escoamento. Em forma de vetor, a equação de continuidade assume a forma:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot hV + q = 0 \quad \text{Equação (4.33)}$$

Onde $V = (u, v)$ é o vetor de velocidade e o operador diferencial del (Δ) é o vetor dos operadores de derivadas parciais fornecidos por $\nabla = (\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y})$.

Integrando sobre uma região horizontal com limite de vetor normal n e usando o teorema de divergência de gauss, obtém-se a forma integral da equação:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S V \cdot n dS + Q = 0 \quad \text{Equação (4.34)}$$

A região volumétrica Ω representa o espaço tridimensional ocupado pelo fluido e os limites laterais são dados por S . Supõe-se que Ω representa qualquer fluxo que cruza a superfície inferior (infiltração) ou a superfície superior da água de Ω (evaporação ou chuva). O termo de escoamento de fonte/coletor Q também é conveniente para representar outras condições que transferem massa para dentro ou fora do sistema como bombas. Seguindo as convenções padrão, os coletores são positivos e as fontes são negativas.

Essa forma integral da equação de continuidade será apropriada para seguir uma abordagem de batimetria da sub-malha. Neste contexto, o volume Ω representará uma célula de volume finito e as integrais serão computadas usando informações sobre a topografia fina subjacente.

Batimetria da sub-malha: Os avanços modernos no campo da deteção remota no ar podem fornecer dados topográficos de alta resolução. Em muitos casos, os dados são muito densos para serem usados de forma viável diretamente como uma grade para o modelo numérico. Isso apresenta um dilema em que uma malha computacional relativamente grossa deve ser utilizada para produzir uma simulação de fluidos, mas as características da topografia fina devem ser incorporadas no cálculo.

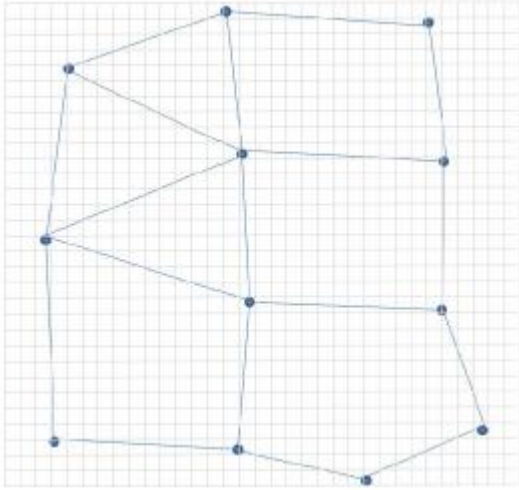


Fig. 4.5 - Ilustração das malhas, fina e computacional. HEC-RAS (2016 b).

A solução para este problema é a abordagem da batimetria sub-malha. As células de malha computacional contêm informações extras, tais como raio hidráulico, volume e área de secção transversal que pode ser pré-calculada a partir da batimetria fina. Os detalhes de alta resolução são perdidos, mas informações suficientes estão disponíveis para que o método numérico possa explicar a batimetria fina através da conservação em massa. Para muitas aplicações, este método é apropriado porque a superfície de água livre é mais plana do que a batimetria, de modo que uma malha mais grossa pode efetivamente ser usada para calcular a variabilidade espacial na elevação da superfície livre.

Na figura acima, a malha fina é representada pela malha cartesiana em cinza e a malha computacional é apresentada em azul.

O integral triplo do volume da equação (4.34) representa o volume Ω de uma região delimitada horizontalmente. Assumindo que é uma função da elevação superfície da água H , o primeiro termo da equação é discretizado como:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega = \frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} \quad \text{Equação (4.35)}$$

Onde os índices são usados para indexar os passos e a diferença entre dois passos consecutivos é Δt .

Se as células assumirem uma forma poligonal, a integral dupla do limite da equação (4.34) pode ser escrita como uma soma sobre as faces verticais da região volumétrica.

$$\iint_S V \cdot n dS = \sum_k V_k \cdot n_k A_k(H) \quad \text{Equação (4.36)}$$

Onde V_k e n_k são a velocidade média e o vetor normal da unidade na face k e $A_k(H)$ é a área da face k em função do nível de água, assumindo a técnica de batimetria da sub-malha. Na figura 4.6, a figura esquerda representa a forma de uma face como visto na malha fina e o gráfico da direita a área da face A_k em função do nível de água H .

No entanto, será mostrado nas alíneas seguintes, que a equação de quantidade de movimento para células secas produzirá velocidade zero no limite. Consequentemente, o processo de molhagem e secagem é contínuo e consistente com as equações e, mesmo que computacionalmente, as células secas devem ser tratadas como um caso especial.

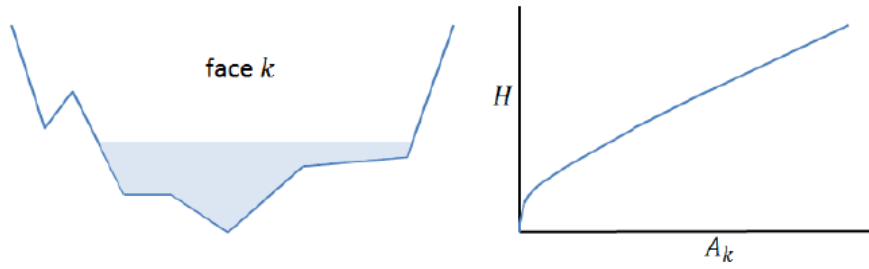


Fig. 4.6 - Vista de uma face pela malha fina e gráfico da área da face em função do nível de água. HEC-RAS (2016 b).

As equações (4.35) e (4.36) podem ser substituídas de volta à equação (4.34) de modo a obter a equação de conservação de massa da batimetria da sub-malha:

$$\frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} + \sum_k V_k \bullet n_k A_k(H) + Q = 0 \quad \text{Equação (4.37)}$$

Observe que esta equação requer algum conhecimento da batimetria de sub-malha, principalmente o volume de células $\Omega(H)$ e as áreas de face $A_k(H)$ como funções do nível de água H . No entanto, se essa informação não estiver disponível, a caixa clássica Esquema "pode ser facilmente recuperado fazendo $\Omega(H) = P * h(H)$ e $A(H) = \ell_k * h$, onde P é a área da célula, ℓ_k é o comprimento da borda K (ambos independentemente de H) e $h=H-z$ é a profundidade da água.

Serão necessárias algumas considerações especiais para células secas. Observe que, no caso em que o volume de célula Ω é zero, as células secas permanecem secas até que apresentem um ganho de volume por equilibrarem uma entrada de fluxo uma das faces ou do termo da fonte. Se o rosto k de uma célula estiver seco, a área A_k é zero e o sistema de equações perderá o termo V_k , por isso é indefinido.

4.3.3.2. Equação da Quantidade de Movimento

Quando as escalas de comprimento horizontal são muito maiores do que a escala vertical, a conservação do volume implica que a velocidade vertical é pequena. A equação de impulso vertical Navier-Stokes pode ser usada para justificar que a pressão seja quase hidrostática. Na ausência de gradientes de pressão baroclínica (densidade variável), força forte do vento e pressão não hidrostática, uma versão vertical da equação da quantidade de movimento é adequada. A velocidade vertical e os termos de derivação vertical podem ser negligenciados com segurança (em equações de massa e de quantidade de movimento). As equações de águas superficiais são obtidas.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f_v \quad \text{Equação (4.38)}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u \quad \text{Equação (4.39)}$$

Onde u e v são as velocidades nas direções cartesianas, g é a aceleração gravitacional, v_t é o coeficiente de viscosidade horizontal turbulenta, c_f é o coeficiente de fricção inferior, R é o raio hidráulico e F é o coeficiente de Coriolis.

O lado esquerdo da equação contém os termos de aceleração. O lado direito representa as forças internas ou externas que atuam sobre o fluido. Os termos do lado esquerdo e direito estão tipicamente organizados de acordo com a segunda lei de Newton, da qual as equações de quantidade de movimento são derivadas.

As equações de quantidade de movimento também podem ser renderizadas como uma única forma de vetor diferencial. A vantagem desta apresentação da equação é que ela se torna mais compacta e facilmente legível. A forma vetorial da equação de momentos é:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \bullet \nabla V = -g \nabla H + v_t \nabla^2 V - c_f V + f k \times V \quad \text{Equação (4.40)}$$

Onde o operador diferencial del (∇) é o vetor dos operadores de derivadas parciais dado por $\nabla = (\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y})$ e k é o vetor da unidade na direção vertical.

Todos os termos da equação vetorial têm uma contrapartida física. Da esquerda para a direita há a aceleração instável, aceleração convectiva, termo de pressão barotrópica, difusão turbulenta, atrito inferior e coeficiente de Coriolis.

Uma análise dimensional mostra que, quando a profundidade da água é muito pequena, o termo de fricção inferior domina a equação. Como consequência, a equação (4.40) para células secas assume a forma limite $V=0$. Como antes, as células secas são tratadas computacionalmente como um caso especial, mas o resultado é contínuo e fisicamente consistente durante o processo de molhagem ou secagem.

Aceleração: Os termos de aceleração Euleriana à esquerda, podem ser condensados num termo de aceleração derivado de Lagrangian que se move com o termo da velocidade:

$$\frac{DV}{Dt} = \frac{\partial V}{\partial t} + V \bullet \nabla V \quad \text{Equação (4.41)}$$

Outros nomes geralmente atribuídos a este termo são substanciais, materiais e derivativos totais. O uso do derivado de Lagrangiano, tornará evidente nas alíneas seguintes quando se verá que sua discretização reduz as restrições do número corrente e produz um método de solução mais robusto.

Gravidade: Se a superfície de escoamento não for horizontal, o peso de colunas de água contíguas com alturas diferentes produzirá um gradiente de pressão referido no caso de densidade uniforme como um gradiente de pressão barotrópica. Isso é expresso pelo primeiro termo do lado direito da equação (4.40).

A latitude afeta o valor de g em até $\pm 0,3\%$, devido à rotação da terra e à protuberância equatorial. De acordo com a fórmula somigliana:

$$g = g_0 \left(\frac{1 + k \sin^2 \varphi}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \varphi}} \right) \quad \text{Equação (4.42)}$$

Onde φ é latitude, $g_0 = 9.7803267715 \text{ m/s}^2$ ($32.0876862582 \text{ ft/s}^2$), é a aceleração gravitacional no equador, $k = 0,0019318514$ é a constante de gravidade normal e $e = 0,0066943800$ é o quadrado da excentricidade da terra.

Viscosidade turbulenta: A turbulência é um fenômeno complexo de movimento caótico (turbulento) de fluido e turbilhões que abrangem uma ampla gama de escalas de comprimento. A maioria das escalas de comprimento são muito pequenas para serem resolvidas de forma viável por um modelo numérico discreto, de tal forma que a mistura de escoamento turbulento é modelada como um processo de difusão de gradiente. Nesta abordagem, a taxa de difusão é apresentada como o coeficiente de viscosidade turbulenta ν_t .

O coeficiente de viscosidade turbulenta pode ser parametrizado como apresentado,

$$\nu_t = D h u_* \quad \text{Equação (4.43)}$$

Onde D é uma constante empírica adimensional e u_* é a velocidade de corte, que pode ser calculada como:

$$u_* = \sqrt{gRS} = \frac{\sqrt{g}}{C} |V| = \frac{n\sqrt{g}}{R^{1/6}} |V| \quad \text{Equação (4.44)}$$

R é o raio hidráulico e S denota o declive da linha de energia, que pode ser calculada usando a fórmula de Chézy, como apresentado na próxima alínea, simplificando ainda mais a utilização da fórmula de Manning.

A difusão é assumida como isotrópica. Os valores empíricos D_L e D_T são considerados idênticos. O coeficiente de mistura D é um valor empírico que varia com a geometria e a superfície do fundo/parede. Os valores para D são fornecidos na tabela abaixo.

Tabela 8 - Coeficientes de viscosidade turbulenta em função da morfologia do terreno. HEC-RAS, 2016 b.

| D | Mixing Intensity | Geometry and surface |
|--------------|------------------|--|
| 0.11 to 0.26 | Little mixing | Straight channel, smooth surface |
| 0.30 to 0.77 | Moderate mixing | Gentle meanders, moderate surface irregularities |
| 2.0 to 5.0 | Strong mixing | Strong meanders, rough surface |

Fricção inferior: Utilizando a fórmula Chézy, o coeficiente de atrito inferior é dada por $c_f = \frac{g|V|}{C^2 R}$, onde g é a aceleração gravitacional, V é a magnitude do vetor de velocidade, C é o coeficiente de Chézy e R é o raio hidráulico. Note-se que o coeficiente é medido em $m^{\frac{1}{2}}/s$ no sistema SI e $ft^{\frac{1}{2}}/s$ no sistema habitual dos EUA.

Resultados empíricos mostram que o coeficiente de Chézy pode ser aproximado, utilizando a fórmula Gaucker-Manning-Strickler ou fórmula de Manning. Esta relação indica que o coeficiente de Chézy C está relacionado com o raio R hidráulico pela fórmula $C = R^{\frac{1}{6}}/n$, em que n é um coeficiente de rugosidade empiricamente derivado conhecido como Manning n 's. Como esperado, o coeficiente n não é independente das unidades e geralmente é medido em $S / m^{\frac{1}{3}}$ no sistema SI. Para transformar no sistema habitual dos EUA, a constante de conversão é 1.48592 $(ft/m)^{\frac{1}{3}}$.

Utilizando a fórmula de Manning, o coeficiente de atrito inferior é agora dado por:

$$c_f = \frac{n^2 g |V|}{R^{4/3}} \quad \text{Equação (4.45)}$$

Efeito Coriolis: O último termo da equação de quantidade de movimento corresponde ao efeito Coriolis. Isso explica o fato de que o quadro de referência da equação está ligado à Terra, que gira em torno de seu eixo. A componente vertical do termo Coriolis é desconsiderada de acordo com os pressupostos de águas superficiais. A força horizontal aparente sentida por qualquer objeto no quadro rotativo é proporcional ao coeficiente Coriolis dado por:

$$f = 2\omega \sin \varphi \quad \text{Equação (4.46)}$$

Onde $\omega = 0.00007292115855306587/s$ é a velocidade angular sideral da terra e φ é a latitude.

4.3.3.3. Aproximação da Onda de Difusão das Equações de Águas Superficiais

Na alínea anterior, a fórmula Manning-Strickler foi utilizada para estimar o coeficiente Chézy. Se outras restrições forem assumidas na física do escoamento uma relação entre gradiente de pressão barotrópica e fricção inferior é obtida a partir da forma de onda de difusão da equação de quantidade de movimento. Esta relação é extremamente útil devido à sua simplicidade. No entanto, deve ser notado que apenas pode ser aplicado num âmbito mais restrito do que a mais generalizada equação de quantidade de movimento estudada até agora. Nas condições descritas nesta secção, a equação da onda de difusão pode ser usada no lugar da equação de quantidade de movimento. Ver-se-á na alínea subsequente que o modelo correspondente se torna um modelo da equação conhecida como a aproximação da onda de difusão das equações de águas superficiais (DAS).

Até este ponto, descreveu-se o sistema hidráulico para o impulso. De agora em diante, a discussão irá avançar para a formulação e os números da solução. Será conveniente denotar o raio hidráulico e as áreas da secção transversal da face em função da elevação da superfície da água H , então $R = R(H)$, $A = A(H)$.

Forma de onda de difusão da equação da continuidade do movimento em fricção superficial e escoamento controlado por gravidade:

Os termos aceleração instável, aceleração convectiva, aceleração viscosa e parâmetro de Coriolis da equação de quantidade de movimento podem ser desconsiderados para chegar a uma versão simplificada. O momento do escoamento é conduzido pelo gradiente de pressão barotrópica balanceado por fricção do fundo. A simplificação da equação do momento resulta em:

$$\frac{n^2 |V| V}{(R(H))^{4/3}} = -\nabla H \quad \text{Equação (4.47)}$$

Dividindo ambos os lados da equação pela raiz quadrada, a equação pode ser reorganizada na forma mais clássica.

$$V = \frac{-(R(H))^{2/3}}{n} \frac{\nabla H}{|\nabla H|^{1/2}} \quad \text{Equação (4.48)}$$

em que V é o vector de velocidade, R é o raio hidráulico, ∇H é o gradiente de elevação da superfície e n é n de Manning empiricamente derivado.

Aproximação da onda de difusão das equações de águas superficiais:

Quando a velocidade é determinada por um equilíbrio entre o gradiente de pressão barotrópica e a fricção do fundo, a forma de onda de difusão da equação de quantidade de movimento, 4.48, pode ser usada no lugar da equação de quantidade de movimento e o sistema de equações correspondente pode, de facto, ser simplificado para um modelo de uma equação. A substituição direta da equação de ondas de difusão (4.48) na equação de conservação de massa produz a forma diferencial clássica da aproximação da onda de difusão das equações de águas superficiais (AS):

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \nabla \cdot \beta \nabla H + q = 0 \quad \text{Equação (4.49)}$$

Onde: $\beta = \frac{(R(H))^{5/3}}{n |\nabla H|^{1/2}}$

Se a informação de batimetria for de interesse, a equação de onda de difusão, 4.48, também pode ser substituída na forma de batimetria de sub-malha da equação de continuidade, 4.37, para obter a equação:

$$\frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} - \sum_k \alpha \nabla H \cdot n + Q = 0 \quad \text{Equação (4.50)}$$

Onde $\alpha = \alpha(H) = \frac{(R(H))^{2/3} A_k(H)}{n |\nabla H|^{1/2}}$ e como visto na equação (4.37), $\Omega(H^n)$ é o volume de cada célula no instante n e $A_k(h)$ é a área da face k , como funções de elevação da água.

Uma vez que a equação DAS foi resolvida, as velocidades podem ser recuperadas ao substituir a elevação da água de volta à equação, 4.49, da onda de difusão.

5

SISTEMA ESTUDADO

Em cursos de água naturais cujos vales se apresentem geralmente encaixados, o escoamento resultante de descargas operacionais de uma barragem pode ser considerado, com boa aproximação, como unidimensional.

Neste caso, de acordo com a experiência da EDP em estudos anteriores (EDP, 2006), os vales dos rios Sabor e Douro dentro da zona em estudo apresentam características compatíveis com a utilização de um modelo unidimensional.

Contudo, e uma vez que, a zona da Foz do Sabor tem um vale com leitos de cheia com dimensão considerável em relação ao canal fluvial, foi feito um modelo bidimensional dessa zona com o objetivo de colmatar a menor precisão do modelo unidimensional e assim obter uma evolução da cheia mais detalhada e ajustada à morfologia do terreno nessa área.

5.1. MODELO 1D

5.1.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Para a aplicação de um modelo unidimensional através do software de simulação HEC-RAS foi necessário ter conhecimento das características do vale onde se pretende simular o escoamento.

A partir de dados do projeto do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor (AHBS) e com a ajuda do software Civil 3D (Anexo D), foram obtidas as coordenadas geométricas do eixo do Rio Sabor, Rio Douro e Ribeira da Vilariça, posteriormente introduzidas no software HEC-RAS

Os Rios foram divididos em trechos, separados entre si pelas confluências existentes, ou seja, rio Sabor a montante e a jusante da ribeira da Vilariça, bem como rio Douro a montante e a jusante do rio Sabor. Dentro de cada trecho foi estudado um conjunto de perfis transversais, em geral associados a secções onde se conhecia ou se tornava necessário conhecer a curva de vazão, cujo número e localização foram obtidos a partir do projeto do AHBS.

Ao todo, no sistema estudado, foram considerados 60 perfis transversais, dos quais 13 no rio Sabor (S1-S15), 40 no rio Douro (V1-V40) e os restantes 7 na ribeira da Vilariça (V11-V17), conforme apresentado no Anexo D (EDP, 2005) (HED, 1969).

Na imagem seguinte (figura 5.1) estão representados os dados introduzidos no HEC-RAS, eixos e perfis.

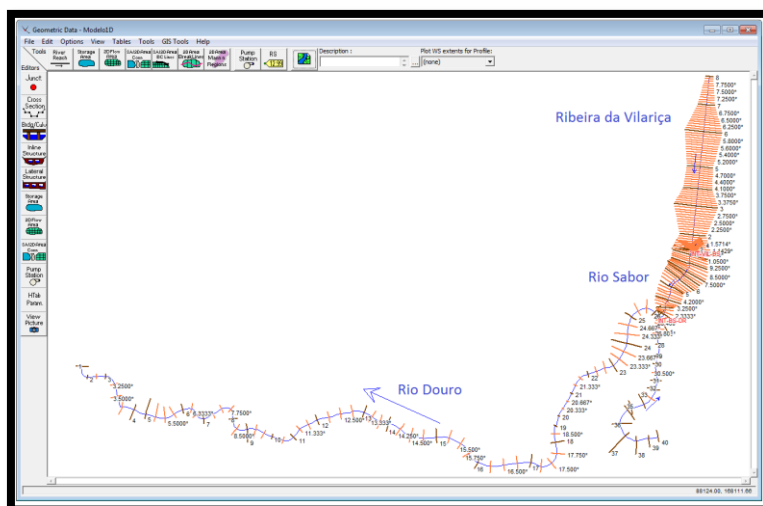


Fig. 5.1 - Eixo e perfis do vale em estudo no HEC-RAS.

A caracterização física desses perfis para os rios Sabor e Douro foi obtida de uma forma híbrida: acima do NPA da albufeira da Valeira, 105.0m, optou-se por fazer a caracterização geométrica dos perfis, tendo como base a cartografia à escala 1/5000; abaixo desse nível, por falta de elementos batimétricos da referida albufeira, foram usadas as características hidráulicas dos perfis provenientes dos estudos de regolho realizados no projeto da barragem de Valeira em que, para cada cota, é apresentada uma largura, área molhada e $AR^{2/3}$ respetivos. No entanto, uma vez que, o HEC-RAS apenas permite a introdução de características geométricas (p.e. X e Y), foi necessária a criação de perfis fictícios abaixo do NPA que mantivessem as características hidráulicas de base.

As imagens seguintes exemplificam como foram obtidas as características geométricas dos perfis, acima do NPA, 105.0m, tendo sido cruzada a altimetria da zona de estudo com o alinhamento do perfil.

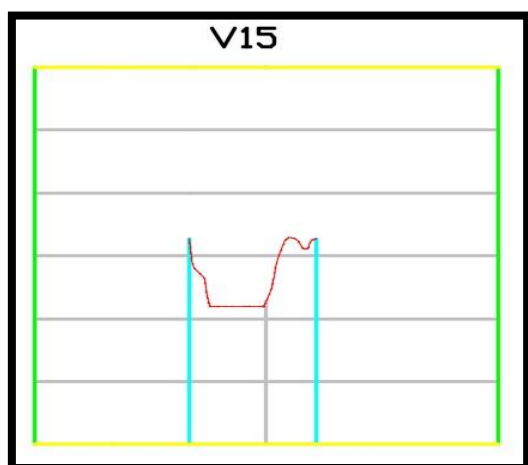


Fig. 5.2 - Secção transversal do perfil V1. Vista Civil 3D.

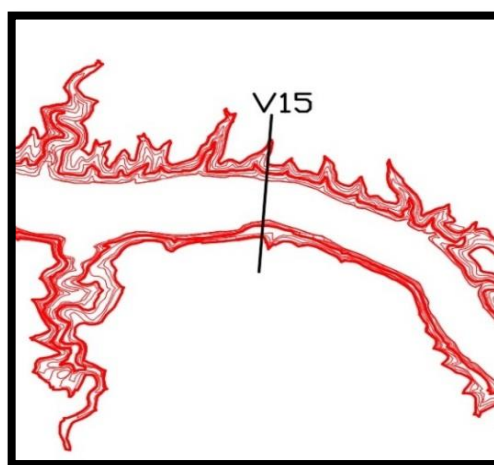


Fig. 5.3 - Localização perfil V15 na altimetria. Vista Civil 3D.

Abaixo do NPA, foi criado um perfil fictício simétrico que, arbitrando uma largura para cada cota admitida até ao talvegue, garantisse a área molhada e $AR2/3$ de projeto. Conforme é visível na figura seguinte, no caso do rio Douro admitiram-se perfis fictícios com forma transversal triangular, característicos de fundos naturalizados. Para a análise e estudo dos perfis foi estabelecido um critério de erro de $\pm 5\%$.

Tabela 9 - Comparação das características hidráulicas do perfil fictício V15, abaixo do NPA, com as do projeto do AHBS.

| Projeto AHBS | | | | Perfil Fictício | | | | | | AR2/3 | | Area | |
|--------------|-------------|------------------------|---------------------------|-----------------|-------------|----------------------|--------|--------|----------------------------|---------|---------|--------|---------|
| Cota (m) | Largura (m) | Área (m ²) | AR2/3 (m ⁸ /3) | Cota (m) | Largura (m) | A' (m ²) | P' (m) | R' (m) | AR2/3' (m ⁸ /3) | Dif | % | Dif | % |
| 105.00 | 222.90 | 3026.00 | 16338.00 | 105.00 | 232.01 | 3030.03 | 239.07 | 12.67 | 16471.33 | -133.33 | -0.82 | -4.03 | -0.13 |
| 100.00 | 200.30 | 1973.00 | 8987.00 | 100.00 | 190.00 | 1975.00 | 195.88 | 10.08 | 9217.46 | -230.46 | -2.56 | -2.00 | -0.10 |
| 95.00 | 178.20 | 1023.00 | 3234.00 | 95.00 | 180.00 | 1050.00 | 181.74 | 5.78 | 3380.73 | -146.73 | -4.54 | -27.00 | -2.64 |
| 90.00 | 154.60 | 191.00 | 230.00 | 90.00 | 150.00 | 225.00 | 150.12 | 1.50 | 294.68 | -64.68 | -28.12 | -34.00 | -17.80 |
| 87.00 | | | | 87.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | | | |
| | | | | | | | | | | | < 5.0 % | | < 5.0 % |

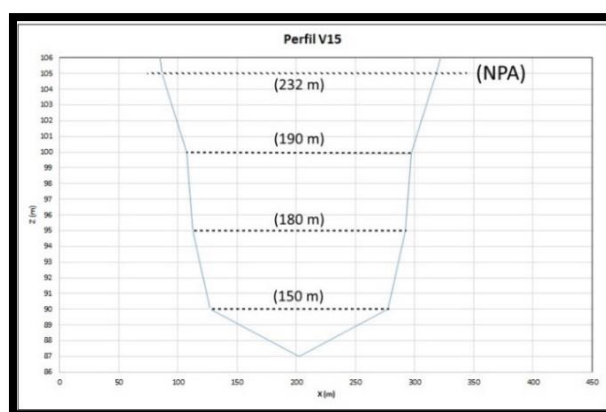


Fig. 5.4 - Perfil fictício V15, abaixo do NPA, segundo os dados da tabela 9.

De acordo com os resultados apresentados na tabela acima, na cota 90m existe uma diferença das características hidráulicas superior a 5%, diferença essa, comum em todos os perfis criados. No entanto, esses valores não se mostram relevantes, uma vez que, o estudo dos níveis de água é para níveis superiores ao NPA, ou seja, superiores a 105.0 metros.

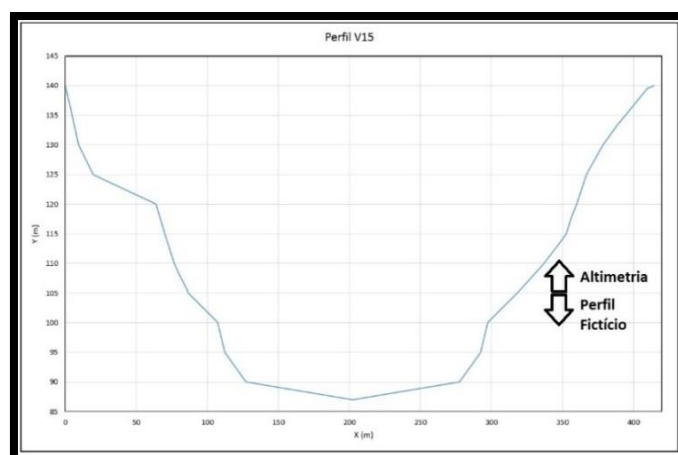


Fig. 5.5 - Perfil V15 apresentando a combinação do perfil fictício com a altimetria.

O perfil V15 final que combina a altimetria acima do NPA e os perfis fictícios criados abaixo do NPA observa-se na imagem acima (Figura 5.5):

Para o Rio Sabor, a criação desses perfis fictícios envolveu o uso das larguras e cotas do projeto do AHBS, assumindo-se áreas trapezoidais simétricas que traduzissem corretamente as características hidráulicas do canal escavado ao longo desse trecho, no âmbito da empreitada do AHBS. Nas Tabela seguinte (Tabela 10), são apresentadas as características de cada perfil com que foi possível trabalhar, tendo como exemplo o perfil fictício obtido para o perfil S3.

Tabela 10 - Comparação das características hidráulicas no perfil S3.

| S3 | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|-------------|------------------------|---------------------------|--------|---------------------------|--------|--------|---------|-------------|----------------------------|------------|--------|--|--|
| Projecto AHBS | | | | | Perfil Fictício Simétrico | | | | | | | | | |
| Cota (m) | Largura (m) | Área (m ²) | AR2/3 (m ⁸ /3) | Rug(n) | A' (m ²) | Dif. A | % | P' (m) | Raio H' (m) | AR2/3' (m ⁸ /3) | Dif. AR2/3 | % | | |
| 105.000 | 143.090 | 470.697 | 1032.912 | 0.040 | 470.696 | 0.001 | 0.000 | 144.202 | 3.264 | 1035.749 | -2.837 | -0.275 | | |
| 104.664 | 141.707 | 422.851 | 870.204 | 0.040 | 422.850 | 0.001 | 0.000 | 142.664 | 2.964 | 872.506 | -2.302 | -0.265 | | |
| 104.576 | 140.612 | 410.429 | 832.538 | 0.040 | 410.428 | 0.001 | 0.000 | 141.555 | 2.899 | 834.537 | -1.999 | -0.240 | | |
| 104.429 | 139.719 | 389.825 | 767.528 | 0.040 | 389.824 | 0.001 | 0.000 | 140.615 | 2.772 | 769.296 | -1.768 | -0.230 | | |
| 103.916 | 134.843 | 319.400 | 563.998 | 0.040 | 319.399 | 0.001 | 0.000 | 135.632 | 2.355 | 565.346 | -1.348 | -0.239 | | |
| 103.715 | 132.941 | 292.487 | 491.735 | 0.040 | 292.487 | 0.000 | 0.000 | 133.688 | 2.188 | 492.926 | -1.191 | -0.242 | | |
| 103.150 | 129.394 | 218.378 | 307.983 | 0.040 | 218.377 | 0.001 | 0.001 | 129.965 | 1.680 | 308.645 | -0.662 | -0.215 | | |
| 102.996 | 127.542 | 198.594 | 265.499 | 0.040 | 198.593 | 0.001 | 0.001 | 128.088 | 1.550 | 266.032 | -0.533 | -0.201 | | |
| 102.795 | 114.314 | 174.287 | 229.739 | 0.040 | 174.286 | 0.001 | 0.000 | 114.854 | 1.517 | 230.149 | -0.410 | -0.178 | | |
| 102.722 | 111.489 | 166.045 | 215.500 | 0.040 | 166.044 | 0.001 | 0.000 | 112.025 | 1.482 | 215.856 | -0.356 | -0.165 | | |
| 102.397 | 99.892 | 131.696 | 157.648 | 0.040 | 131.695 | 0.001 | 0.001 | 100.410 | 1.312 | 157.797 | -0.149 | -0.094 | | |
| 102.280 | 92.338 | 120.450 | 143.170 | 0.040 | 120.450 | 0.000 | 0.000 | 92.852 | 1.297 | 143.268 | -0.098 | -0.060 | | |
| 102.208 | 85.955 | 114.014 | 137.026 | 0.040 | 114.031 | -0.017 | -0.015 | 86.468 | 1.319 | 137.131 | -0.105 | -0.077 | | |
| 102.183 | 84.708 | 111.898 | 134.118 | 0.040 | 111.898 | 0.000 | 0.000 | 85.220 | 1.313 | 134.176 | -0.058 | -0.044 | | |
| 102.075 | 70.476 | 103.518 | 133.108 | 0.040 | 103.518 | 0.000 | 0.000 | 70.986 | 1.458 | 133.120 | -0.012 | -0.009 | | |
| 102.000 | 70.000 | 98.250 | 122.598 | 0.040 | 98.250 | 0.000 | 0.000 | 70.487 | 1.394 | 122.598 | 0.000 | 0.000 | | |
| 100.500 | 61.000 | 0.000 | 0.000 | 0.040 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 61.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | | |
| | | | | | < 5.0 % | | | | | < 5.0 % | | | | |

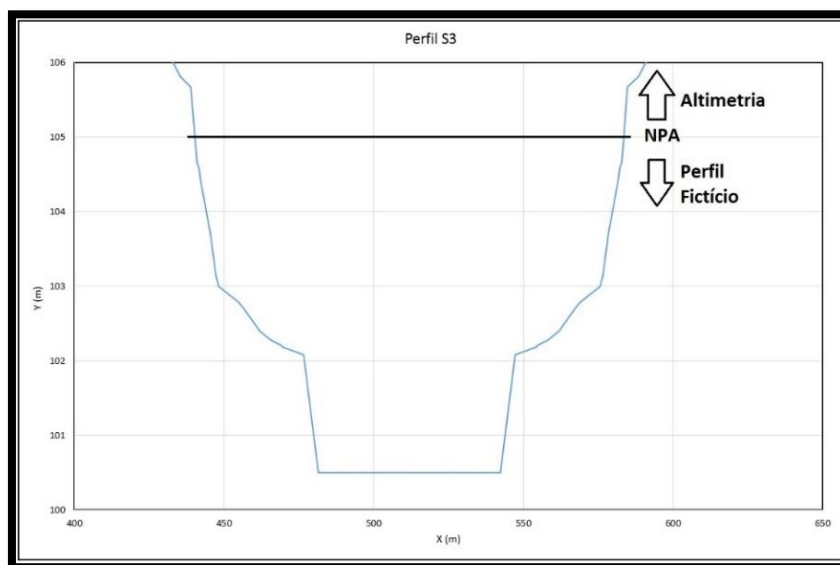


Fig. 5.6 - Perfil S3 apresentando a combinação do perfil fictício e altimetria.

Importa referir que a cota do talvegue respeitou a informação do projeto do AHBS e que se procurou que a largura do perfil fictício fosse compatível com a largura do perfil geométrico ao NPA.

Já na ribeira da Vilariça, foram criados perfis fictícios transversais simétricos em toda a sua altura que, seguindo os princípios anteriormente mencionados, mantivessem as características hidráulicas apresentadas no projeto do AHBS.

No sentido de melhorar o comportamento do modelo numérico utilizado e de aumentar o seu rigor, foram introduzidas, nos trechos entre as secções base consideradas, outras secções com

características resultantes de interpolação linear e com distâncias entre si dependentes das condições de expansão/contração do trecho, da velocidade do escoamento e de eventuais variações significativas da inclinação do talvegue do rio.

5.1.2. CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA

A caracterização da rugosidade hidráulica no sistema em estudo foi feita recorrendo à fixação de valores para o coeficiente “n” da expressão de Manning-Strickler.

Neste estudo, tal como, no estudo das ondas de inundação da Valeira, (HIDRORUMO, 2001), para a albufeira da Valeira foram usados, como valores de referência, os resultantes do estudo de regolfo realizado no âmbito do respetivo projeto (HED, 1969). Neste estudo considerou-se o rio dividido em 10 troços, determinados por secções onde eram conhecidas curvas de vazão e ao longo dos quais se demarcaram perfis transversais caracterizando, pelas suas propriedades topográficas, as singularidades de cada troço. Apesar de, na altura terem sido definidos coeficientes de rugosidade variáveis com o raio hidráulico elevado a $2/3$, no estudo das ondas de inundação da valeira, tal como no presente estudo, tendo em conta os objetivos específicos, adotaram-se os valores apresentados no quadro seguinte, constantes por troço e independentes desse parâmetro, ou seja, do nível da superfície livre:

Tabela 11 - Coeficientes de rugosidade da albufeira da Valeira. HED, 1969.

| Perfil | Coeficiente de rugosidade | Observações |
|-----------|---------------------------|-------------------------|
| V40 – V36 | 0,0500 | Pocinho - jusante (V40) |
| V36 – V34 | 0,0525 | Reguengo (V36) |
| V34 – V32 | 0,0550 | Central (V34) |
| V32 – V26 | 0,0650 | Viola (V32) |
| V26 – V23 | 0,0500 | Foz do Sabor (V26) |
| V23 – V19 | 0,0650 | Ínsua (V23) |
| V19 – V11 | 0,0550 | Saião (V19) |
| V11 – V9 | 0,0800 | Foz Teja (V11) |
| V9 – V5 | 0,0500 | Arrónceiro (V9) |
| V5 – V1 | 0,0700 | Ferradosa (V5) |
| | - | Valeira - montante (V1) |

No rio Sabor, foram considerados os mesmos coeficientes de rugosidade adotados no âmbito do projeto do AHBS (EDP, 2005). Os coeficientes de rugosidade são variáveis com o raio hidráulico elevado a $2/3$ como é possível perceber pela caracterização física do rio Sabor, anteriormente realizada.

Na alínea 5.1.4., descreve-se como a calibração do modelo, com base em registos reais, levou à necessidade de ajustes de alguns desses coeficientes.

5.1.3. CONDIÇÕES FRONTEIRA

5.1.3.1. Condições Fronteira Externas

A condição fronteira de montante é utilizada nas secções mais a montante dos cursos de água, incluídos no sistema simulado, designadamente no curso principal do rio Douro (caudais lançados na barragem do Pocinho), trecho do rio Sabor até a barragem do Feiticeiro (caudais lançados na barragem do Feiticeiro) e ribeira da Vilariça. Esta condição fronteira é constituída por um hidrograma de caudais afluentes, $Q=Q(t)$, sendo definido através de uma tabela de pares de valores tempo - caudal.

A condição fronteira na secção que limita por jusante o sistema simulado (V1 – Barragem da Valeira) é uma curva, $Q=Q(z)$, que estabelece uma relação entre o caudal e a cota da superfície imediatamente a montante da barragem. Esta curva respeita o regime de exploração do descarregador de cheias da barragem de acordo com a curva guia apresentada na figura 5.7 (EDP, 1980).

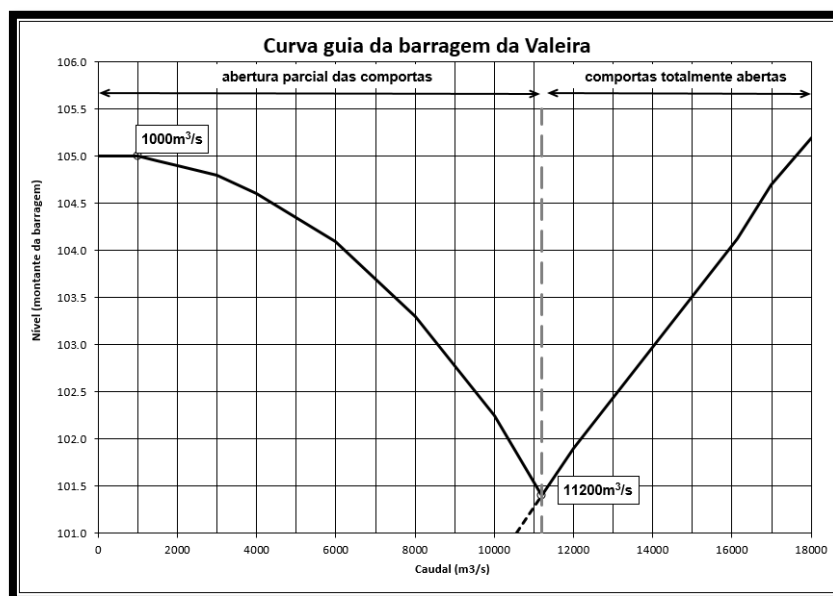


Fig. 5.7 - Gráfico com a curva guia do descarregador de cheias da barragem da Valeira. EDP, 1980.

5.1.3.2. Condições Fronteira Internas

Como condição fronteira internas presentes no sistema estudado, foi considerado as confluências de dois cursos de água, rio Douro com rio Sabor e ribeira da Vilariça com rio Sabor, sendo feito a simulação dinâmica das mesmas. Neste caso, foi escolhido o método de balanço da energia na confluência que resolve os cálculos usando o método "Standard-Step" com a equação da energia na forma unidimensional.

5.1.4. ESTUDOS DE CALIBRAÇÃO

Finalizada a construção do modelo numérico, a próxima etapa foi a sua calibração visando obter resultados de simulação o mais próximos da realidade.

Para tal, foram simulados, em primeira instância, vários caudais de cheia em regime de escoamento permanente, sabendo previamente os períodos de retorno que interessavam para o objetivo de estudo, ou seja, entre 2 a 10 anos.

Assim, dividiu-se a calibração em 2 fases, de acordo com as gamas de caudais de cheia, bem como as zonas críticas pretendidas analisar, a saber:

- Fase 1: Gama de caudais entre 1000 e 4000 m³/s, focando essencialmente os trechos do rio Sabor e do rio Douro entre o Pocinho e a Foz do Sabor;
- Fase 2: Gama de Caudais compreendida entre 4000 e 10 000 m³/s, considerando ainda os valores intermédios de 6000 e 8000 m³/s. Nesta fase analisou-se essencialmente os resultados obtidos nos últimos 5 km da ZAS, desde o perfil V12 até V16.

5.1.4.1. Fase 1

Nesta Fase, a calibração do modelo foi dividida em 2 subfases, da seguinte forma:

- Sub-fase 1: considerando o trecho do rio Douro na albufeira da Valeira, para níveis de água nessa albufeira associados, simplesmente, a caudais afluentes à secção da barragem correspondente;
- Sub-fase 2: considerando o trecho final do rio Sabor desde a barragem do Feiticeiro, bem como o trecho do rio Douro entre a barragem do Pocinho e a Foz do Sabor, para níveis de água na albufeira da Valeira, função da combinação dos caudais lançados nas duas barragens mencionadas.

Nos subcapítulos seguintes, apresentar-se-ão os princípios e metodologia seguidos, assim como os dados utilizados para a calibração do modelo nas subfases referidas.

Sub-Fase 1 – Rio Douro a jusante da foz do Sabor

Começando o estudo pelo Rio Douro, inicialmente foram comparados os níveis de escoamento obtidos no software HEC-RAS, sem qualquer calibração, com os valores do estudo de regolho, admitindo caudais afluentes à Valeira idênticos aos desse estudo, ou seja, 2000 e 4000 m³/s. Objetivando uma maior precisão, considerou-se, para esta gama de caudais, que um erro máximo de mais ou menos 25 centímetros, obtido pela diferença entre os níveis de escoamento de referência e do modelo, seria aceitável para a finalidade deste trabalho.

Mesmo sabendo que a barragem da Valeira respeita uma curva de guia exploração, foi considerado que, independentemente do caudal afluente, para efeitos de calibração, o nível de água da respetiva albufeira se mantém ao seu NPA, 105.0, tal como foi assumido no projeto da Valeira, visando garantir um comparativo mais adequado.

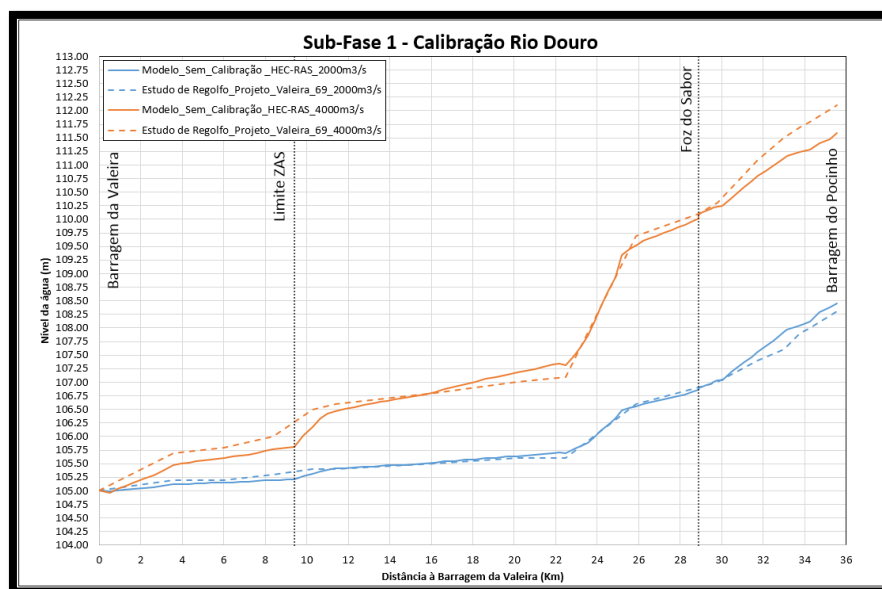


Fig. 5.8 – Comparação entre valores obtidos sem calibração do modelo e valores dos estudos de regolho do projeto da Valeira.

Analisando o gráfico da figura 5.8, foram localizadas algumas divergências entre os níveis referentes aos estudos de regolho e os obtidos a partir do HEC-RAS. Dividindo a análise por caudais, pode ser observado um erro maior para o caudal 4000 m³/s do que para o caudal 2000 m³/s, que apresenta níveis de água muito semelhantes aos de referência. É possível ainda subdividir o rio em dois trechos principais, separados pelo canal estrangulado (V19 a V23), zona esta que, devido ao seu estrangulamento, faz o controlo do escoamento proveniente de montante.

Embora, na generalidade, tenha havido diferenças superiores a 25 centímetros no trecho a jusante do estrangulamento, estas diferenças já se localizam fora do limite das ZAS, pelo que não existiram zonas críticas presentes na zona em questão. Ainda assim a calibração nesta fase focar-se-á no trecho a montante do estrangulamento, uma vez que, se antevê que as zonas da Foz do Sabor e a jusante da barragem do Pocinho sejam as mais problemáticas para esta gama de caudais.

Antes de qualquer calibração e sempre com vista numa precisão maior, foi realizado um pequeno estudo complementar corretivo dos perfis das zonas em questão no qual foi estudada a compatibilidade das altimetrias usadas com as características hidráulicas do projeto do AHBS. Este estudo revelou-se importante, uma vez que, os perfis V19, V20, V21, V22, V23, V24, V27, V28, V29 e V30 sofreram umas pequenas alterações.

Com o objetivo de diminuir ainda mais as diferenças com os valores de referências neste trecho, foram tomadas algumas medidas. Sabendo que, o canal estrangulado, V19 a V23, estará a controlar o escoamento a montante, trecho que visamos melhorar, foi decidido fazer alterações em perfis que se mostraram mais problemáticos, V20 e V23. Começando por acrescentar perdas de carga nos perfis e aumentando os seus valores dos coeficientes de expansão e contração, aumento este apenas após o conhecimento do canal e das mudanças bruscas que os mesmos apresentam.

Sub-Fase 2 – Rios Douro e Sabor a montante da foz do Sabor

Nesta subfase é sabido que os níveis de escoamento nestes dois trechos são influenciados, devido ao fenómeno de regolfo, pelas afluições à Foz do Sabor e, por conseguinte, pela combinação de caudais lançados no Pocinho e Feiticeiro. Por outras palavras, a capacidade de vazão na confluência entre o rio Sabor e o rio Douro depende da combinação de caudais lançados nas barragens do Pocinho e do Feiticeiro, pelo que importa acrescentar a influência do rio Sabor ao estudo de calibração.

Assim, nesta subfase, foram estudadas várias combinações diferentes de caudais lançados nas barragens do Pocinho e Feiticeiro, cuja soma resulta numa gama de caudais afluentes à Valeira que varia entre 1000 e 3000 m³/s, a saber:

Tabela 12 - Combinações de caudais utilizadas na calibração do modelo 1D.

| Comb. | Qpocinho (m ³ /s) | Qsabor (m ³ /s) | Qvilarica (m ³ /s) | Qafuentevaleira (m ³ /s) |
|-------|------------------------------|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|
| 1 | 2000 | 900 | 100 | 3000 |
| 2 | 2500 | 450 | 50 | 3000 |
| 3 | 1500 | 900 | 100 | 2500 |
| 4 | 1000 | 450 | 50 | 2500 |
| 5 | 1000 | 900 | 100 | 2000 |
| 6 | 1500 | 450 | 50 | 2000 |
| 7 | 800 | 150 | 50 | 1000 |

As referências utilizadas para calibração do modelo em determinadas secções e que se consideraram compatíveis com a gama de caudais antes mencionada foram as seguintes:

- as curvas de vazão usadas no projeto do AHBS (EDP, 2005), quer na confluência do rio Sabor com o rio Douro, quer nas secções dos perfis S9 e S11 do rio Sabor (Anexo C);
- os registos horários de exploração dessas barragens (caudais lançados e níveis a jusante), desde janeiro 2015, complementados com idênticos registos na valeira (caudal afluente e nível associado), imediatamente a jusante das barragens do Pocinho e do Feiticeiro.

Como referências para a zona a jusante da barragem do Pocinho, foram analisados todos os registos horários, desde janeiro 2015 até março 2017, que combinavam os caudais lançados nas barragens do Pocinho e Feiticeiro com os respetivos níveis de água a jusante, assim como com os caudais afluentes à barragem da Valeira e respetiva cota a montante.

O primeiro objetivo da análise desses dados visou encontrar uma série de registos considerados consistentes para se obter curvas de vazão a jusante das barragens do Pocinho e Feiticeiro que, em função dos caudais lançados, fossem o mais fiéis possível ao comportamento real do sistema.

Neste caso, como os níveis a jusante dessas barragens são influenciados, devido ao fenómeno de regolfo, pelos caudais afluentes à Foz do Sabor, sabe-se que a combinação de caudais lançados no Pocinho e Feiticeiro é realmente importante para obtenção dessas curvas de vazão.

Contudo, dado que a escassez de registos não permitiria, com a confiança pretendida, a obtenção de curvas de vazão para várias combinações de caudais lançados, simplificou-se esta análise orientando-a para o objetivo do estudo. Assim, como critério, após se verificar um elevado número de registos de caudais no Pocinho em que o caudal lançado na barragem do Feiticeiro se mantinha constante e igual ao seu máximo turbinado (120 m³/s), construiu-se uma

nuvem de pontos no sentido de encontrar uma lei de vazão que refletisse matematicamente o comportamento real do sistema nessa zona do Pocinho.

Sendo uma nuvem de pontos com quase 2000 horas de registo, foi considerado viável a sua utilização para obter valores de referência para o nível de água a jusante da secção do Pocinho, para uma gama de caudais lançados nessa barragem com valores entre 0 e 2500 m³/s.

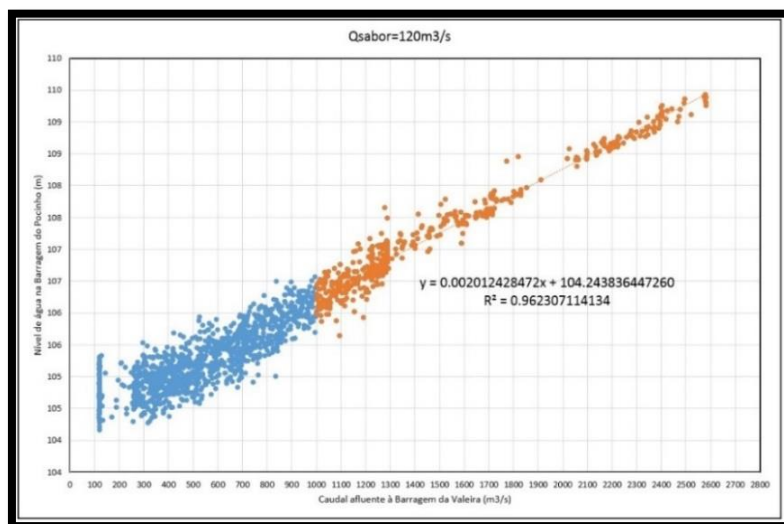


Fig. 5.9 - Nuvem de pontos do nível da barragem do Pocinho em função dos caudais lançados na barragem do Feiticeiro e Pocinho.

Contudo, como para os caudais mais reduzidos (entre 120 e 1000 m³/s), os níveis registados sofriam grande influência do nível admitido na secção da barragem da Valeira e do regolho da respetiva albufeira, para obter os valores para o nível de referência do Pocinho foi encontrada na nuvem de pontos uma regressão linear para os valores de caudal do Douro maior que 1000 m³/s, usando a mesma para extrapolar os valores para caudais acima dos registados. Neste momento todas as zonas mais importantes detinham valores de referência para serem usados na calibração.

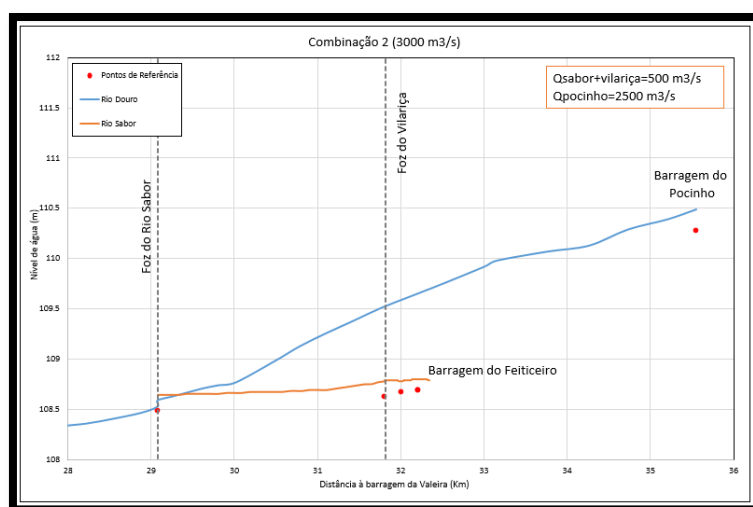


Fig. 5.10 - Comparação dos dados obtidos no modelo para a combinação 2 com os valores de referência.

Observando os gráficos obtidos para as combinações, foram evidentes as diferenças, entre os níveis obtidos e os pontos de referência, que existiam na zona do Pocinho para caudais superiores a 2500 m³/s, assim como, no trecho do rio Sabor a montante da Vilariça, pelo que para a obtenção de valores mais perto da realidade alguns trechos foram submetidos a alterações como a substituição dos coeficientes de rugosidade no trecho do Sabor e leitos de cheia do trecho do Douro a montante da foz do Sabor. Para efetuar estas alterações, recorreu-se a diversas fontes bibliográficas, (Chow, 1959; Kellerhals, 1967; Bray, 1979; Aguirre-Pe & Fuentes, 1990; Jarret, 1984). De forma geral, os diversos autores propõem expressões para o cálculo de “n” que exigem o conhecimento da granulometria do material constituinte do leito do rio, havendo outros que propõem relações que apenas exigem o conhecimento de valores de mais fácil determinação, particularmente, inclinações da superfície livre da água e raios hidráulicos (Bray, 1979; Jarrett, 1984; EDP, 2005). A informação recolhida no reconhecimento efetuado ao vale simulado, também permitiu aferir razoabilidade aos valores dos coeficientes de rugosidade fixados.

No rio Sabor, tendo o conhecimento das curvas de vazão em certas secções, como referido anteriormente, procurou-se que as alterações efetuadas minimizassem os erros obtidos.

Como critério de alteração dos coeficientes de rugosidade, foi evitado efetuar uma alteração superior a 20% relativa aos valores obtidos do projeto da Barragem da Valeira e AHBS. Depois das alterações e análise dos valores obtidos no modelo perante estas combinações, os resultados finais dos erros, apresentados na tabela seguinte (tabela 13), finalizaram a primeira fase da calibração.

Tabela 13 - Erros apresentados após calibração do modelo 1D para as várias combinações.

| Comb. | Caudais (m ³ /s) | | | | Erros (m) | | | | |
|-------|-----------------------------|--------|-----------|-----------------|-----------|--------|--------|--------|------------------|
| | Qpocinho | Qsabor | Qvilariça | Qafuentevaleira | S1 | S9 | S11 | S14 | V40 (B. Pocinho) |
| 1 | 2000 | 900 | 100 | 3000 | 0.067 | 0.002 | 0.129 | 0.170 | 0.050 |
| 2 | 2500 | 450 | 50 | 3000 | 0.152 | 0.147 | 0.105 | 0.089 | 0.209 |
| 3 | 1500 | 900 | 100 | 2500 | 0.055 | 0.011 | 0.155 | 0.187 | 0.247 |
| 4 | 1000 | 450 | 50 | 2500 | 0.067 | 0.111 | 0.058 | 0.046 | 0.220 |
| 5 | 1000 | 900 | 100 | 2000 | 0.157 | 0.110 | 0.060 | 0.074 | 0.160 |
| 6 | 1500 | 450 | 50 | 2000 | 0.010 | 0.150 | 0.082 | 0.073 | 0.096 |
| 7 | 800 | 150 | 50 | 1000 | 0.060 | 0.055 | 0.042 | 0.039 | 0.236 |
| | | | | | < 0.25 | < 0.25 | < 0.25 | < 0.25 | < 0.25 |

5.1.4.2. Fase 2

Nesta segunda fase, foi estudada uma gama de caudais superiores compreendida entre 4000 e 10000 m³/s, focando os resultados nos últimos quilómetros das ZAS nas localidades de Senhora Ribeira/Vesúvio e Lousa/Freixo Numão, que, por experiência anterior obtida através dos estudos de ondas da Valeira, Pocinho e AHBS, é a zona mais frágil para esta gama de caudais. Como valores de referência, foi usado os estudos de regolho da Valeira (HED, 1969) com registos para os caudais 6000, 8000 e 10 000 m³/s. Nesta etapa, foi estabelecido um critério de erro, maior do que para uma gama de caudais inferiores, de mais ou menos 1 metro, entre os valores obtidos e os de referência.

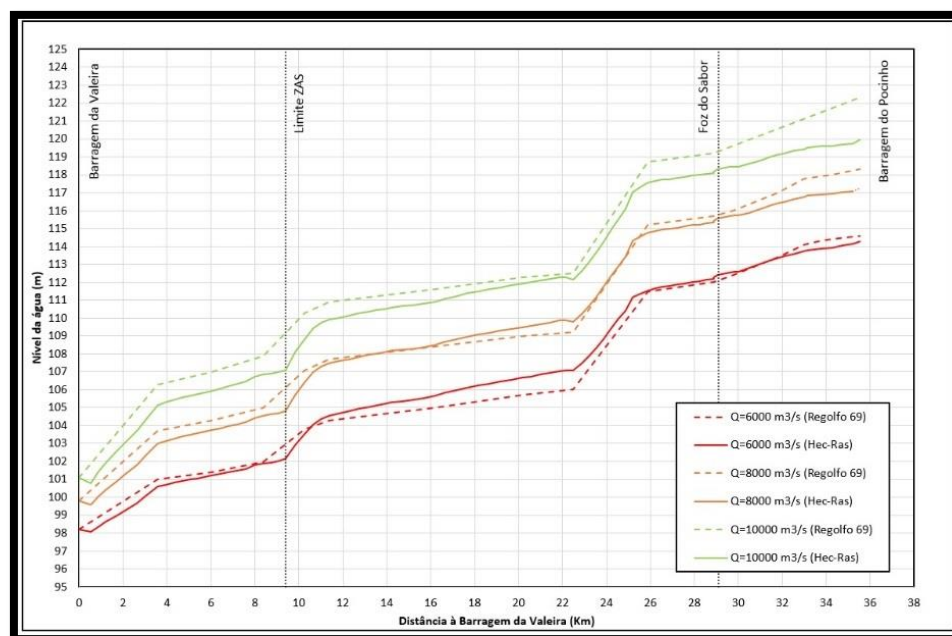


Fig. 5.11 - Comparação dos valores obtidos no modelo 1D e valores dos estudos de regolfo da Valeira.

Para estabelecer este erro também foi tido em conta que, para estes caudais, os registos não indicavam a existência da barragem da Valeira, sendo necessário, para efeitos de calibração, igualar o nível do perfil da barragem da Valeira no modelo com o nível do mesmo perfil nos estudos de regolfo.

Depois de analisados os valores obtidos do modelo unidimensional e verificado que, para a zona de foco, com mais afetação para esta gama de caudais, ou seja, Senhora Ribeira/Vesúvio e Lousa/Freixo Numão, não havia nenhuma diferença superior a 1 metro, sendo que o erro maior era demonstrado para o caudal de 10000 m³/s, foi assim concluída a fase 2, não solicitando assim nenhuma alteração acrescida às alterações realizadas na fase 1.

5.2. MODELO 2D

5.2.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Para iniciar a construção do modelo 2D, foi necessário obter levantamentos topográficos, de tal forma, que fosse possível completar a altimetria utilizada anteriormente, aproximando-a ainda mais à realidade. A altimetria foi complementada com recurso à informação de levantamentos de fundos à escala 1/5000 realizados no âmbito da empreitada do AH do Feiticeiro, bem como plantas cadastrais de caracterização das margens. Utilizando o software Civil 3D, foi criado um modelo digital do terreno, DTM (Figura 5.12), que cobre a zona mais sensível, ou seja, a confluência do rio Douro com o rio Sabor, com 2.20 Km² de área.



Fig. 5.12 - Topografia do terreno. Vista Civil 3D.

O DTM foi inserido na ferramenta RAS Mapper do HEC-RAS, tomando como design o apresentado na figura 5.13.

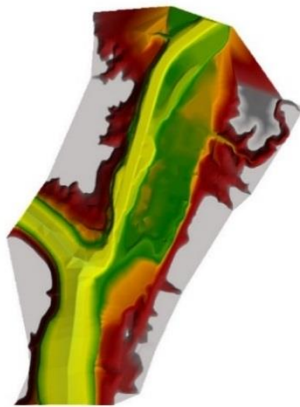


Fig. 5.13 - Modelo digital do terreno. Vista RAS Mapper.

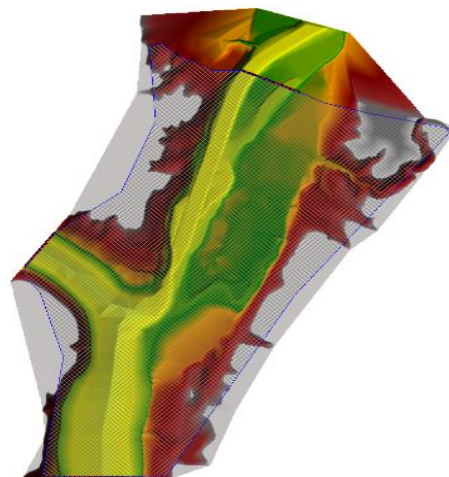


Fig. 5.14 - Modelo digital do terreno com área de escoamento. Vista RAS Mapper.

Para a criação da área de escoamento “2D flow area” (figura 5.14) foi escolhida uma malha com células ($DX=2m$ e $DY=2m$) que, segundo experiência anterior da EDP, teria as dimensões indicadas para cumprir o objetivo do trabalho, tendo em conta a área abrangida e a necessidade de obter resultados de uma forma expedita. Para impedir a fragmentação da mancha de inundação, foram estrategicamente colocadas “breaklines” dividindo as células, de tal forma que estas ficassem paralelas com o sentido do escoamento e que este fosse ainda mais controlado. Na imagem seguinte (figura 5.15) é possível observar o papel das “breaklines”.

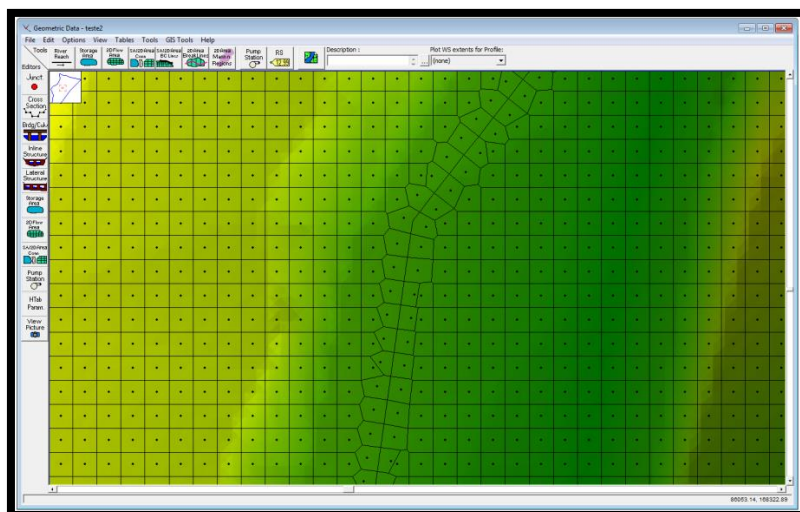


Fig. 5.15 - Breaklines no DTM. Vista RAS Mapper.

5.2.2. CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA

Sendo que o modelo unidimensional foi submetido a um estudo de calibração, os coeficientes de rugosidade finais do modelo 1D foram os mesmos utilizados neste modelo. Tal como anteriormente, no trecho do rio Douro, foi apenas utilizado um coeficiente, independente da cota do terreno, igual a 0.065, enquanto que, o trecho do rio Sabor foi dividido em 3 coeficientes, que variavam com a cota do terreno, ou seja, 0.04 para o canal (desde o fundo até à cota 105.0m), 0.06 entre as cotas 105.0m e 110.0m e 0.07 para as cotas acima de 110.0m. O mapa dos coeficientes de rugosidade introduzidos no modelo 2D é representado na imagem seguinte. (figura 5.16)



Fig. 5.16 - Coeficientes de rugosidade inseridos no modelo 2D.

5.2.3. CONDIÇÕES FRONTEIRA

No caso do modelo em duas dimensões, as condições fronteiras introduzidas foram apenas externas. A montante, o modelo foi limitado em secções conhecidas, S4 no rio Sabor e V25 no

rio Douro, com condições fronteira constituídas por dois hidrogramas de caudais afluentes, $Q=Q(t)$, sendo definido através de uma tabela de pares de valores tempo, representativos de caudais de cheia. A jusante, foi usada a curva de vazão do perfil V25. Os valores destas condições fronteira foram obtidos a partir do estudo do escoamento em regime variável do modelo unidimensional.

5.2.4. ESTUDOS DE CALIBRAÇÃO

Para a calibração do modelo 2D, foram aproveitados os valores obtidos no modelo unidimensional. Através da ferramenta RAS Mapper, cruzando os níveis de água com o DTM, foram obtidas manchas de inundação, que ilustram a evolução de um evento de cheia. Tal como para o modelo 1D, para esta zona foi utilizada a cheia de abril de 2016, no sentido de comparar as manchas de inundação nos seus instantes de nível mínimo e máximo. As manchas de inundação obtidas através do modelo 1D, que foram utilizados nesta fase, estão representadas nas imagens seguintes (figura 5.17 e 5.18).

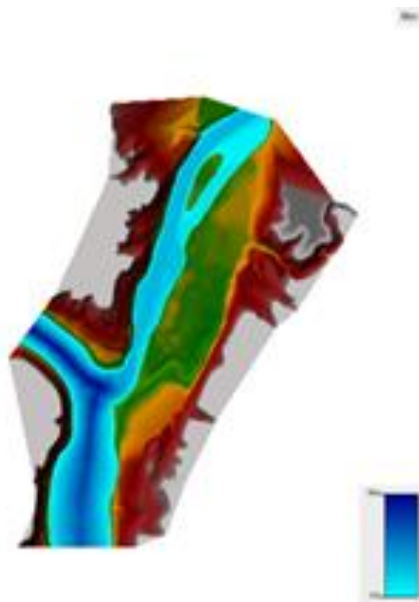


Fig. 5.17 - Mancha de inundação do instante mínimo da cheia de 2016 a partir do modelo 1D

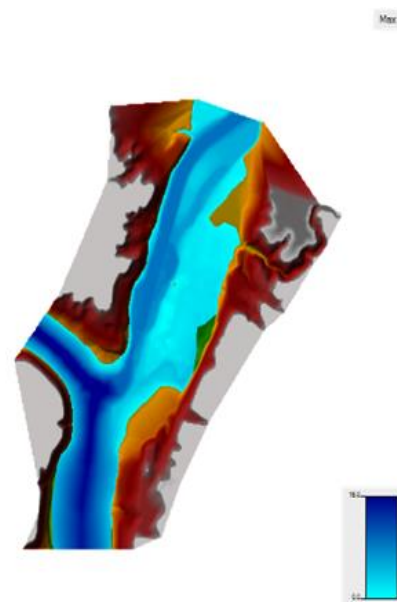


Fig. 5.18 - Mancha de inundação do instante máximo da cheia de 2016 a partir do modelo 1D

Submetendo o modelo 2D à primeira simulação, foram obtidos os valores apresentados (figuras 5.19 e 5.20), sendo que, à primeira vista, é possível observar que as manchas de inundação para os instantes máximo e mínimo apresentam semelhanças. Através de uma análise dos níveis máximos obtidos com os dois modelos, para este evento de cheia, o modelo 1D apresenta um nível máximo atingido na zona de $\approx 108.75\text{m}$ e o modelo 2D, 108.60m , concluindo que com o modelo 2D, devido ao maior detalhe da morfologia do terreno, exibe valores menos gravosos. Com esta análise concluiu-se que não seria necessário realizar qualquer alteração aos coeficientes de rugosidade que foram impostos ao modelo 2D.

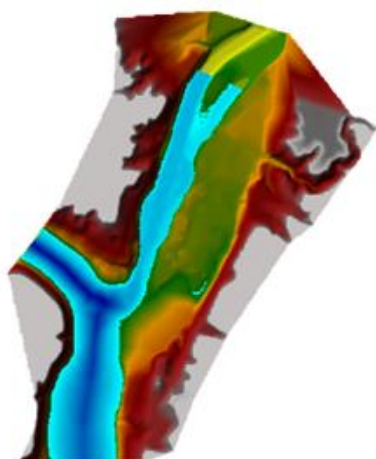


Fig. 5.19 - Mancha de inundação do instante mínimo da cheia de 2016 a partir do modelo 2D.

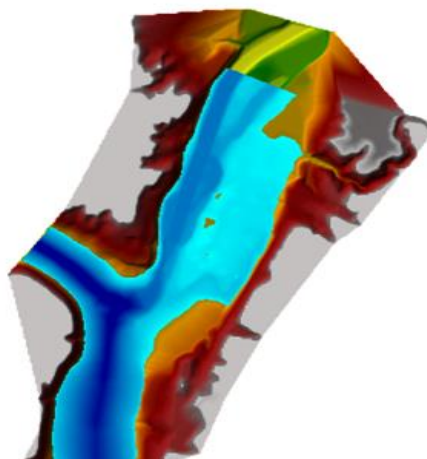


Fig. 5.20 - Mancha de inundação do instante máximo da cheia de 2016 a partir do modelo 2D.

6 RESULTADOS

6.1. MODELO 1D

Finalizada a calibração do modelo unidimensional, foi possível começar-se a obter resultados realizando diversas simulações. Numa primeira fase, visando uma resposta mais simples e rápida ao problema, foi feito apenas o estudo dos resultados em regime permanente, ou seja, considerando um caudal constante ao longo do tempo. Começando com uma gama de caudais mais baixa, até 3500 m³/s, com tempo de retorno igual a 2 anos, prevê-se que, de acordo com a experiência anterior da EDP, esta seja uma gama de caudais com um maior impacto para a zona da Foz do Sabor e zona do Pocinho. Depois, para uma gama de caudais entre 4000 e 10 000 m³/s, que será importante para estabelecer os caudais críticos na albufeira da Valeira a jusante da Foz do Sabor.

Embora a maior parte das infraestruturas críticas fosse afetada para a gama de caudais alvo de calibração anterior, com intenção de conhecer os caudais de inundação de todas as infraestruturas identificadas, foi incluído nas simulações mais três caudais, caudais esses que correspondem a períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos, respetivamente, 11 100, 12 700 e 17 700 m³/s.

Sabendo que, o estudo em regime permanente é uma simplificação do comportamento hidráulico do escoamento, foi necessário, para obter valores mais aproximados da realidade, fazer uma análise do escoamento em regime variável. Sendo assim, numa segunda fase, foram usados os registos da cheia de abril de 2016 ($Q_{\text{máx}}=3300$ m³/s) para o estudo da zona a montante da foz do Sabor, zona essa que sofreu afetações reais com a respetiva cheia, enquanto que na zona a jusante da foz do Sabor foi estudada a evolução da cheia de março de 2001, cheia que atingiu um caudal afluente à Valeira de quase 6000 m³/s.

6.1.1. RESULTADOS DO REGIME PERMANENTE

O estudo do escoamento em regime permanente foi dividido em dois trechos principais, tal como feito no capítulo anterior, ou seja:

- Rio Douro e rio Sabor a montante da foz do Sabor, onde os caudais de inundação serão caracterizados pela conjugação de caudais lançados nas barragens do Pocinho e do Feiticeiro;

- Rio Douro a jusante da foz do Sabor, zona onde o caudal considerado para efeitos de análise de inundação será o caudal total afluente à Valeira.
- a) Rio Douro e rio Sabor a montante da foz do Sabor

Tendo como base de referência os dados estudados no capítulo da calibração e os resultados apresentados nos gráficos seguintes, foi feita uma análise hidráulica do comportamento fluvial em regime permanente neste trecho, estudando o comportamento do rio para diversos tipos de combinação de caudais lançados nas barragens do Feiticeiro e do Pocinho, visando perceber o efeito de regolfo que se cria nos trechos do rio Douro e rio Sabor a montante da foz do Sabor.

Para uma melhor perceção do comportamento na confluência, é dado, inicialmente, o exemplo de um lançamento de um caudal de 1000 m³/s pela barragem do Pocinho, enquanto que, na barragem do feiticeiro não é descarregado ou turbinado qualquer caudal. Neste caso, não ocorrendo um lançamento de caudal no Feiticeiro, o efeito de regolfo no rio Sabor é nulo, verificando-se um nível de água constante ao longo do trecho desse rio até à barragem do Feiticeiro igual ao registado na foz do Sabor.

Numa situação contrária, na qual se denote um lançamento de um caudal até 2500 m³/s pela barragem de Feiticeiro, com um caudal proveniente do Pocinho nunca superior 1500 m³/s, irá sempre sentir-se o efeito de regolfo no rio Sabor, ou seja, as perdas de energia entre o Feiticeiro e a Foz do Sabor são consideráveis.

Apenas para caudais no rio Douro superiores a 4000 m³/s, com um tempo de retorno perto de 2 anos, é que o efeito de regolfo no rio Sabor desvanece. Tal acontece porque os níveis no rio Douro são de tal forma elevados que anulam o efeito de regolfo do rio Sabor. Neste caso, as perdas de energia no Douro são predominantes em relação ao Sabor.

Depois de entendido o comportamento fluvial deste trecho, foram analisadas uma série de combinações com o objetivo de encontrar o caudal para que uma certa infraestrutura era afetada, quer na Foz do Sabor, quer a montante, tanto no trecho do Sabor como no trecho do Douro.

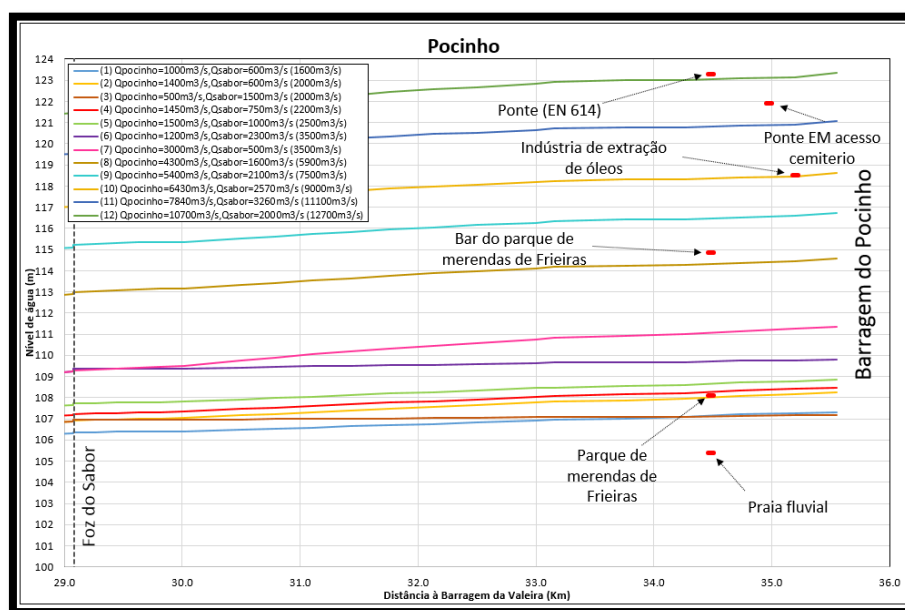


Fig. 6.1 - Níveis de água para as várias combinações na zona do Pocinho.

Dividindo este trecho pelas zonas críticas descritas no cap. 3.4, foi inicialmente analisada a zona do Pocinho onde é possível observar o comportamento do escoamento em função dos caudais lançados no Pocinho e Feiticeiro. Na gama de caudais até 3500 m³/s o comportamento do escoamento é influenciado pelo Feiticeiro, tal como é possível observar no gráfico com a combinação violeta (6) que, apesar de ter um caudal baixo lançado do Pocinho (1200 m³/s), o seu nível nesta zona é superior a outras combinações com caudais lançados do Pocinho superiores. Visando compreender melhor a influência do feiticeiro nesta zona, apresenta-se, como exemplo, as combinações (1) e (3) onde se verifica que, apesar do caudal total ser superior na combinação (3), devido ao efeito de regolho ser superior na combinação (1), ou seja, haver uma maior perda de carga, ambas apresentam o mesmo nível na zona do Pocinho. Sendo assim, a “Praia fluvial” será inundada para qualquer conjugação, enquanto o “Parque de merendas de Frieiras” é inundado para uma combinação de caudais total igual ou superior a 2000 m³/s, desde que se verifiquem caudais lançados da barragem do Pocinho superiores a 1400 m³/s. Para o caso do “Bar do parque de merendas de Frieiras”, este será afetado para um caudal total afluído à valeira superior a 5900 m³/s, sendo que, para caudais superiores a 3500 m³/s o Douro terá sempre preponderância sobre o Sabor, pelo que será apenas importante o caudal total. A “indústria de extração de óleos” será inundada para um caudal total afluente à Valeira superior a 9000 m³/s, enquanto que a “Ponte EM acesso cemitério” terá um caudal de inundação ligeiramente superior a 11100 m³/s e a “Ponte (EM 614)” sofrerá afetação para um caudal de 12 700 m³/s, associado a um tempo de retorno de 500 anos.

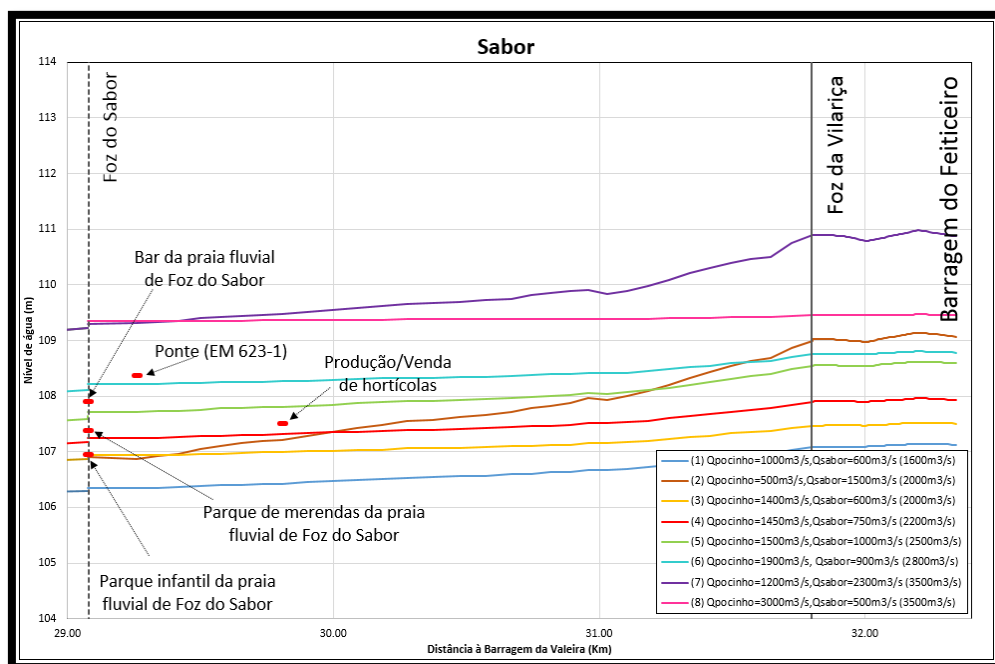


Fig. 6.2 - Nível de água para as várias combinações na zona do Sabor.

A segunda zona é a do rio Sabor, focando essencialmente no quilómetro final junto à sua confluência com o rio Douro, onde podemos visualizar bem os comportamentos descritos no início do capítulo. Comparando a combinação castanha (2), com um caudal proveniente do Sabor de 1500 m³/s (Q_{pocinho} = 500 m³/s), com a combinação amarela (3), que tem um caudal lançado do Feiticeiro relativamente menor e igual a 600 m³/s (Q_{pocinho} = 1400 m³/s lançado), verifica-se que, embora as duas totalizem um caudal de 2000 m³/s, devido ao efeito de regolho

criado no rio Sabor, o nível atingido na combinação castanha (2) é cerca de 0.30 m superior à combinação (3), aproximando-se bastante do nível estimado na combinação (4), esta última com caudal total igual a 2200 m³/s. Pela análise dos resultados gráficos, pode-se afirmar que a inundação da infraestrutura “Produção/Venda de hortícolas” passa a ser iminente a partir de uma combinação de caudal total superior a 2200 m³/s, com um caudal proveniente do Sabor superior a 750 m³/s. De igual forma, a influência do efeito de regolfo pode ser notada nas combinações violeta (7) e rosa (8), onde para a combinação violeta (7) se verifica que as perdas de carga devido a esse fenómeno são tanto maiores quanto mais afastado da foz estiver o escoamento, enquanto que para a combinação rosa (8), o mesmo é quase nulo, isto porque, uma vez que os níveis são elevados no Douro, devido ao caudal lançado no Pocinho (3000m³/s), estes dominam os caudais lançados no Sabor. Apesar de serem consideradas diversas combinações para esta zona, o caudal de inundação considerado para a análise de afetações das infraestruturas situadas na zona da foz do Sabor será a soma dos caudais lançados no Feiticeiro e Pocinho. Uma vez que, a distância da “Ponte EM 623-1” à confluência é insuficiente para a criação de regolfo, isto é, a diferença de níveis é quase nula, o caudal assumido será, igualmente, o caudal total. Com base nos comportamentos estudados, foram alcançadas as seguintes combinações de inundação, o “Parque infantil da praia fluvial de Foz do Sabor” será afetado para um caudal total igual ou superior a 2000 m³/s, O “Parque de merendas da praia fluvial de Foz do Sabor” será inundado para um caudal total na Foz do Sabor superior a 2200 m³/s, o “Bar da praia fluvial da Foz do Sabor” será afetado para um caudal total superior a 2500 m³/s e a “Ponte (EM 623-1)” terá como caudal de inundação o caudal total de 2800 m³/s.

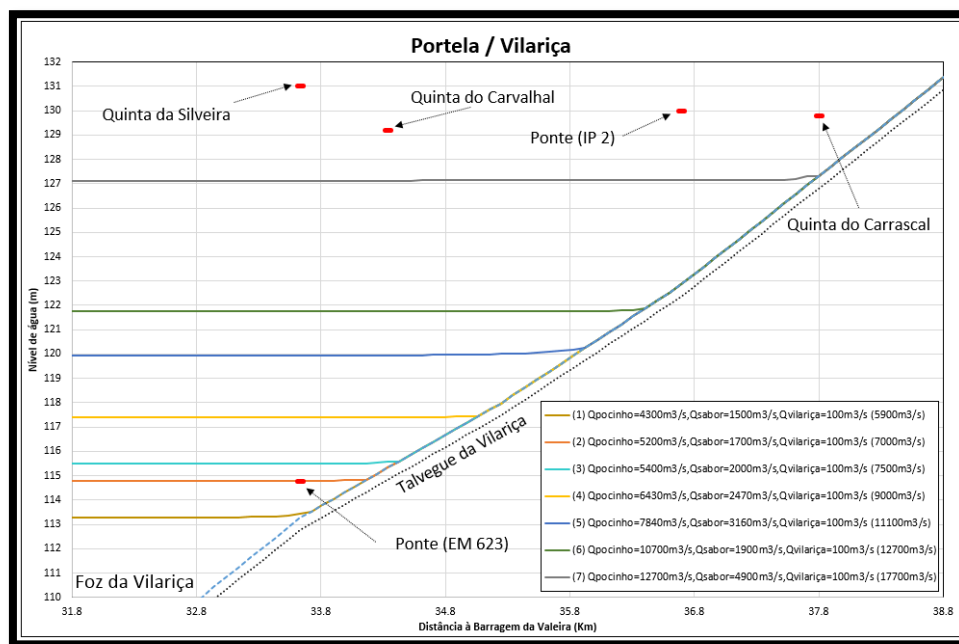


Fig. 6.3 - Nível de água para as várias combinações na zona da Vilarça.

Como a ribeira da Vilarça tem um caudal muito baixo comparativamente ao rio Sabor e ao rio Douro, o que resulta na pouca influência no seu nível de água, o nível de escoamento neste curso de água está basicamente dependente das descargas feita pela barragem do Feiticeiro e barragem do Pocinho, sofrendo assim o efeito de regolfo induzido pela combinação desses caudais a partir da confluência com o rio Sabor. Sendo assim, para a análise de potenciais

afetações na ribeira da Vilariça foi considerado um caudal mínimo, igual ao caudal de estiagem, que permitisse garantir a estabilidade do modelo computacional.

Pode ser concluído que, só para um caudal total afluente à foz do Sabor superior a 7000 m³/s é que a “Ponte (EM 623)” seria inundada. Neste caso, conforme explicado no início do capítulo, o efeito de regolfo no rio Sabor será desprezável, uma vez que, a maior ordem de grandeza dos caudais no rio Douro relativamente aos do Sabor acaba por ter uma influência predominante no escoamento. As outras afetações “Quinta do Carrascal”, “Ponte IP2”, “Quinta do Carvalhal” e “Quinta da Silveira” não serão inundadas mesmo para o caudal de projeto da barragem da Valeira, ou seja, 17 700 m³/s.

b) Rio Douro a jusante da foz do Sabor

Neste trecho, o caudal de inundação terá como referência o caudal total lançado do Feiticeiro e Pocinho, ou seja, o caudal afluente à barragem da Valeira, pelo que não será necessário ter em conta, como na alínea anterior, as combinações de caudais.

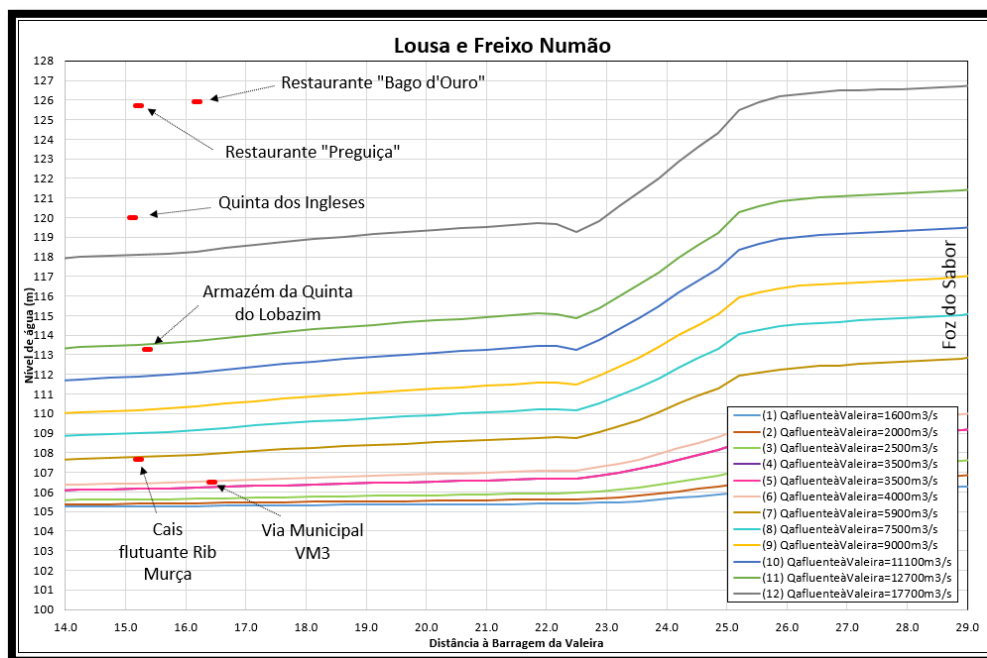


Fig. 6.4 - Níveis de água para as várias combinações na zona do Freixo Numão.

Na zona de Lousa/Freixo Numão, a afetação “Via Municipal” tem um caudal de inundação de 4000 m³/s afluentes à Valeira; o “Cais flutuante Ribeira de Murça” é afetada para um caudal ligeiramente inferior a 5900 m³/s e o “Armazém da Quinta do Lobazim” ficará inundado com um caudal afluente à Valeira um pouco menor do que 12700 m³/s. Por outro lado, a “Quinta dos Ingleses”, o “restaurante Preguiça” e o “restaurante Bago d’Ouro” nem sequer serão afetados para um caudal total igual ao caudal de projeto (17 700 m³/s).

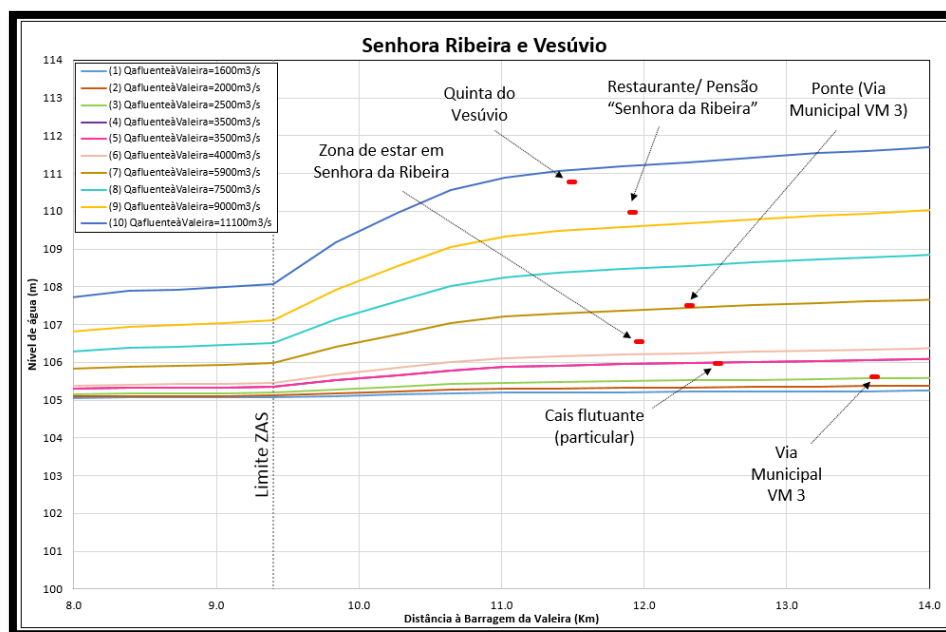


Fig. 6.5 - Níveis de água para as várias combinações na zona do Vesúvio.

Na zona da Senhora Ribeira/Vesúvio, para o estudo do escoamento permanente, como é visível no gráfico (figura 6.5): a “Via municipal VM3” é inundada para um caudal afluente à Valeira superior a 2500 m³/s, o “Cais flutuante (particular)” é afetado para um caudal total superior a 3500 m³/s, a “Zona de estar em Senhora da Ribeira”, esta é inundada para um caudal afluente superior a 4000 m³/s. A “Ponte (Via Municipal VM3)” tem como caudal de inundação um superior a 5900 m³/s, o “Restaurante/Pensão Senhora da Ribeira” para o caudal de 9000m³/s é quase inundado e a “Quinta do Vesúvio” já sofre afetação para o caudal de inundação de 11 100 m³/s.

6.1.2. RESULTADOS DO REGIME VARIÁVEL

Para o estudo do escoamento em regime variável, a análise dos caudais críticos foi realizada estudando a evolução da cheia de abril de 2016, quer em termos dos níveis quer dos caudais, nas secções referentes às infraestruturas críticas. Para uma análise mais aprofundada, foi realizado um estudo complementar sobre a influência do regime de exploração da barragem da Valeira nos níveis esperados ao longo da sua albufeira, pelo que se considerou importante a sua presença nos gráficos, surgindo momentos ao longo da cheia que devido à diminuição do nível da Valeira se minimiza ou mesmo se evita a afetação de uma ou mais infraestruturas.

Como foi possível observar nos registos reais da cheia de abril de 2016, o regime de exploração da Barragem da Valeira, designado futuramente como regime teórico, não foi respeitado. Assim, decidiu-se realizar uma análise de sensibilidade preliminar sobre a influência que os níveis iniciais admitidos na Valeria teriam nas potenciais afetações identificadas na respetiva albufeira. Para tal, foram comparados os níveis de água obtidos na simulação da cheia de abril de 2016 nas secções dos pontos críticos, admitindo o regime teórico praticado na barragem da Valeira e o regime adotado nesta cheia, designado futuramente como regime praticado. Dessa análise foi concluído que o regime praticado durante a cheia não foi prejudicial para os pontos críticos, antes pelo contrário, diminuiu ou mesmo evitou o tempo de inundação de certos pontos,

principalmente para jusante da foz do Sabor. Desta forma foi também feito o mesmo estudo para os resultados da cheia de março de 2001 visando uma melhor análise da exploração da Valeira em circunstâncias adversas. Nos gráficos seguintes estão apresentados os valores para os dois regimes, no qual os valores a intermitente dizem respeito ao regime teórico.

Para a simulação da cheia de março de 2001, apesar de, na altura não haver barragem do Feiticeiro, logo não haver registos dos lançamentos efetuados à data, sendo a simulação focada na zona a jusante da foz do Sabor, ou seja, zona em que o caudal é a soma dos lançados, foram tidos como valores lançados na mesma os registos hidrométricos da Quinta das Laranjeiras, estação mais perto da barragem.

Importa desde já chamar a atenção de que, ao analisar os resultados obtidos pela simulação em regime variável pode suceder que para o mesmo caudal afluente, se obtenham diferentes níveis de água. Este fenómeno é explicado pelo efeito de histerese dinâmica, ou seja, o nível de água não está só dependente do caudal “instantâneo”, mas também de toda a evolução que o mesmo sofreu antes de chegar ao instante para o nível de água em causa. No caso de um aumento progressivamente lento do caudal, o nível de água obtido poderá estar muito próximo do caudal obtido no regime permanente, enquanto que, para variações bruscas de caudal as diferenças poderão ser mais acentuadas.

a) Rio Douro a montante da foz do Sabor

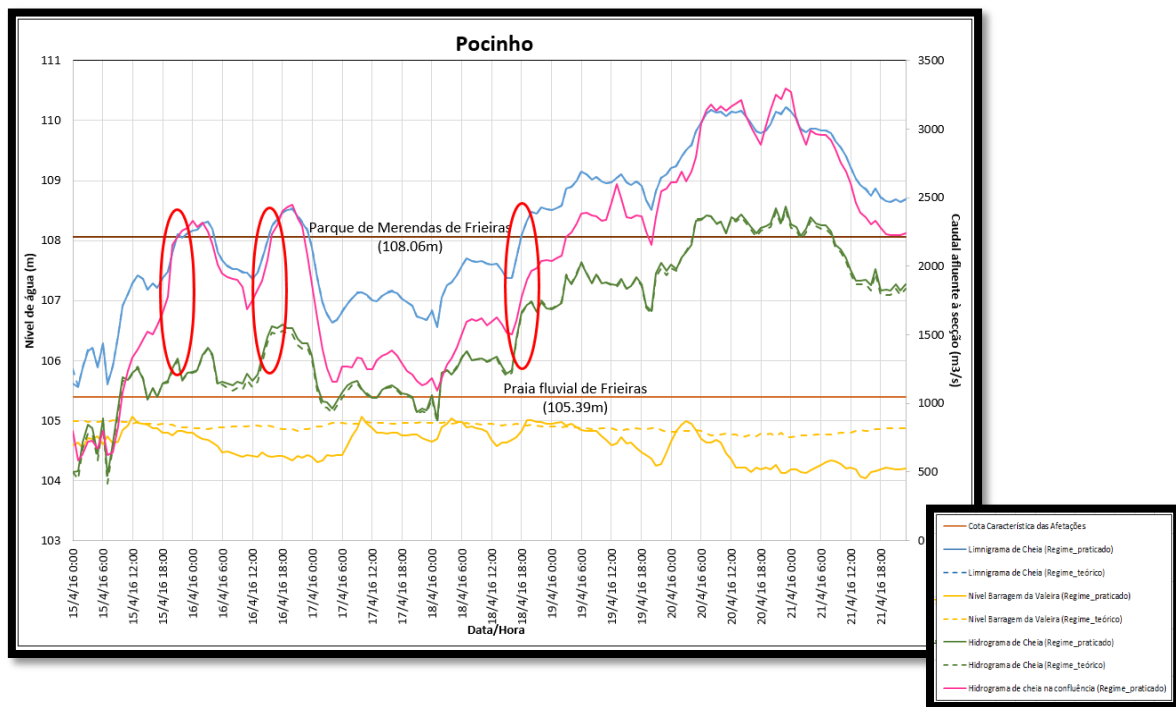


Fig. 6.6 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V38.

Tabela 14 - Instantes de inundação do "Parque de merendas de Frieiras".

| | Q inundação(m ³ /s) | Q confluência(m ³ /s) | Nível atingido(m) |
|---------------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------|
| 15/4/16 21:00 | 1330.40 | 2217.57 | 108.11 |
| 15/4/16 23:00 | 1221.66 | 2281.93 | 108.12 |
| 16/4/16 16:00 | 1563.42 | 2233.12 | 108.24 |
| 18/4/16 18:00 | 1663.31 | 1780.22 | 108.09 |

Para o estudo do escoamento em regime variável, começando pela zona do Pocinho, cruzando os níveis de água com a cota característica do “Parque de Merendas de Frieiras” conclui-se que existem 4 instantes em que este é inundado, como indicado na tabela 14, para diferentes caudais. Estas diferenças não podem ser explicadas pela variação do nível de água a montante da barragem da Valeira, uma vez que, pela análise completada ao regime de exploração da Valeira é possível observar que os níveis não diferenciam entre os vários regimes adotados. Através da tabela 14, percebe-se que os 3 instantes iniciais têm caudais totais afluentes à Valeira muito semelhantes ($Q=2200\text{m}^3/\text{s}$), sendo que o ultimo instante, com um caudal total igual a $1800\text{m}^3/\text{s}$ pode ser explicado pelo efeito de histerese dinâmica, devido à sua subida brusca nos instantes que a antecedem. Por outro lado, o caudal lançado da barragem do pocinho apresenta quase a totalidade do caudal na confluência, de maneira que para um caudal total mais baixo, o “parque de merendas” é também afetado. Concluiu-se então que, para o caudal lançado do pocinho superior a $1200\text{m}^3/\text{s}$ o “Parque de merendas das Frieiras” seria inundado. No caso da “Praia fluvial de Frieiras”, esta é afetada desde logo para um caudal afluente à foz do Sabor de cerca de $1200\text{m}^3/\text{s}$, equivalente ao caudal máximo turbinado no Feiticeiro ($120\text{m}^3/\text{s}$) e Pocinho ($1142\text{m}^3/\text{s}$).

b) Rio Sabor

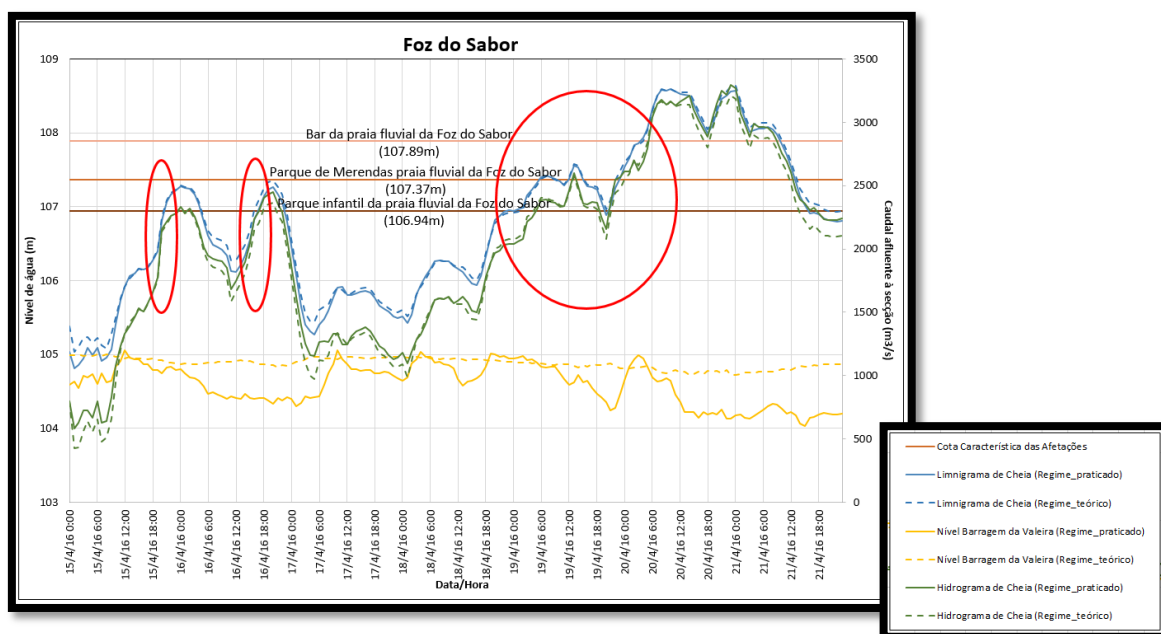


Fig. 6.7 - Variação dos níveis de água e caudal na Foz do Sabor.

Tabela 15 - Instantes de inundação das infraestruturas críticas da Foz do Sabor.

| | Parque infantil | | | Parque merendas | | | Bar | |
|---------------|-------------------|-------------------|---------------|-------------------|-------------------|--------------|-------------------|-------------------|
| | Q.inundação(m³/s) | Nível atingido(m) | | Q.inundação(m³/s) | Nível atingido(m) | | Q.inundação(m³/s) | Nível atingido(m) |
| 15/4/16 21:00 | 2217.57 | 107.06 | 19/4/16 6:00 | 2382.86 | 107.40 | 20/4/16 4:00 | 2690.02 | 107.93 |
| 16/4/16 17:00 | 2299.53 | 106.98 | 19/4/16 12:00 | 2460.49 | 107.38 | | | |
| 18/4/16 23:00 | 2042.49 | 106.95 | 19/4/16 23:00 | 2568.44 | 107.39 | | | |
| 19/4/16 21:00 | 2360.26 | 107.00 | | | | | | |

Na Foz do Sabor foi tido em consideração o caudal total resultante da conjugação dos caudais lançados do Pocinho e Feiticeiro. Analisando os dados obtidos pela simulação da cheia de abril de 2016, foi concluído que em 4 instantes o “Parque infantil” é atingido, para caudais entre 2200 e 2350 m³/s, excetuando-se o terceiro instante em que o caudal de inundação é ligeiramente inferior (≈ 2000 m³/s). Nesta secção, a influência dos níveis considerados na Valeira, mantêm-se reduzida, pelo que a diferença obtida nos caudais críticos identificados nestes 4 instantes deverá estar relacionada, principalmente, com o fenómeno de histerese dinâmica associado ao sistema. A infraestrutura “Parque de merendas” fica na iminência de ser inundada nos primeiros dias para um caudal entre 2300 e 2400 m³/s. No 1º e 2º instante de afetação real esta infraestrutura seria inundada para caudais ligeiramente perto de 2400 m³/s. Só no 3º instante é que o valor de caudal ascendeu próximo de 2600 m³/s, concluindo-se também que o acréscimo no caudal de inundação deve-se ao facto de se verificar um decréscimo do nível de água na Valeira, nesse instante. Por fim, o “Bar da praia fluvial da Foz do Sabor” foi inundado unicamente para um instante para um caudal afluente praticamente igual a 2700 m³/s.

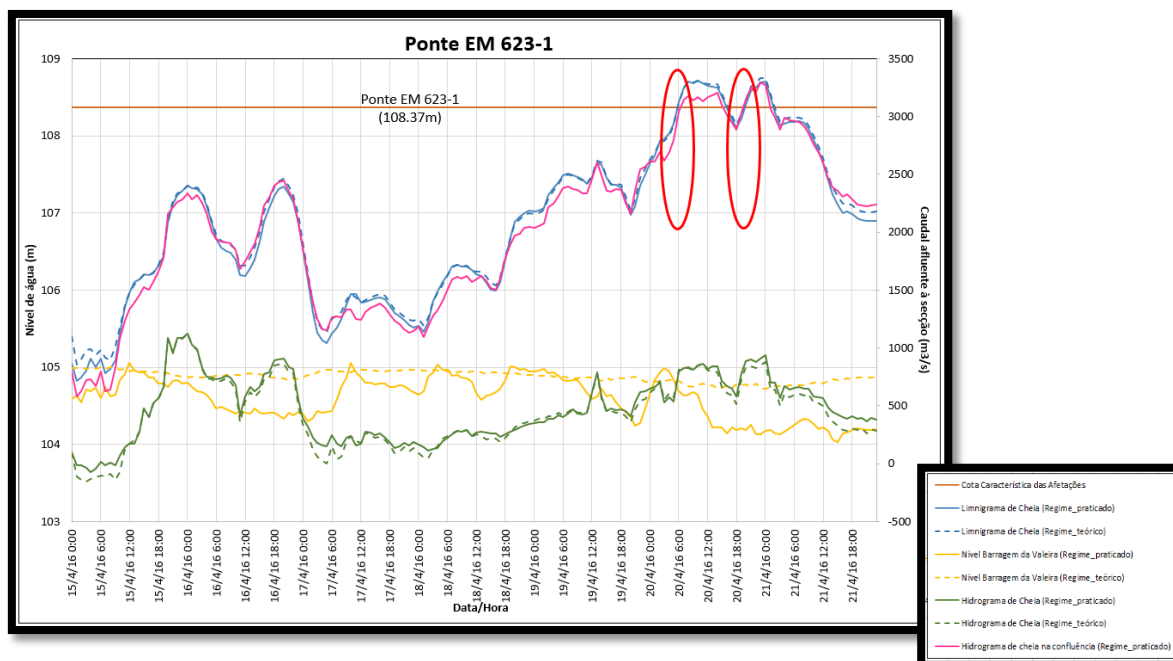


Fig. 6.8 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil S1.

Tabela 16 - Instantes de inundação da "Ponte EM 623-1".

| | Q inundação(m ³ /s) | Q confluência(m ³ /s) | Nível atingido(m) |
|---------------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------|
| 20/4/16 6:00 | 795.58 | 3042.33 | 108.44 |
| 20/4/16 20:00 | 888.62 | 3143.34 | 108.40 |

Mais a montante no rio Sabor, a “Ponte EM 623-1” foi analisada para um maior aprofundamento do estudo das combinações Pocinho/Feiticeiro. Neste caso, a “Ponte” foi afetada em dois instantes, apresentados no gráfico acima (figura 6.8), para caudais afluentes à secção entre 800 e 900 m³/s. Tendo em conta que, no 2º instante, os caudais são superiores aos do 1º instante, pode-se dizer que tal se deveu ao aumento brusco do caudal, mesmo no pico da cheia.

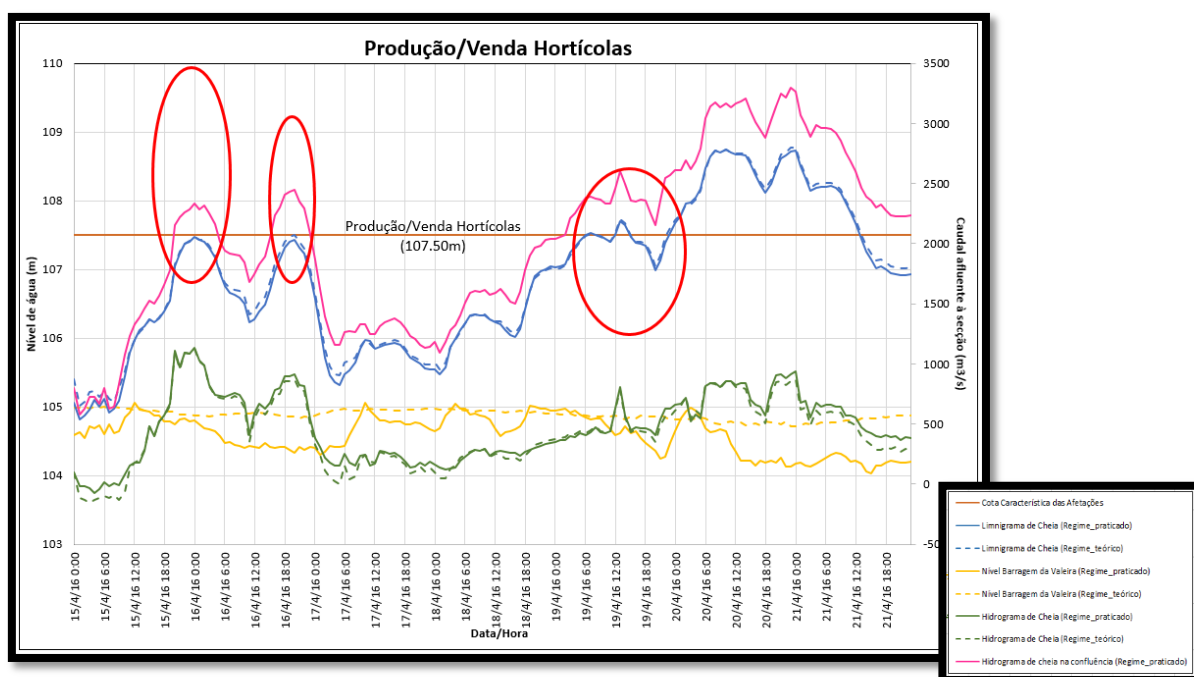


Fig. 6.9 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil S3.

Tabela 17 - Instantes de inundação da "Produção/venda hortícolas".

| | Q inundação(m ³ /s) | Q confluência(m ³ /s) | Nível atingido(m) |
|---------------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------|
| 16/4/16 0:00 | 1130.27 | 2333.76 | 107.48 |
| 16/4/16 20:00 | 910.24 | 2448.94 | 107.43 |
| 19/4/16 7:00 | 434.01 | 2392.92 | 107.53 |
| 19/4/16 12:00 | 628.01 | 2460.49 | 107.51 |
| 19/4/16 23:00 | 630.87 | 2568.44 | 107.53 |

A “Produção e venda de hortícolas”, situada no rio Sabor, também foi alvo de estudo. Neste caso, este terreno agrícola foi quase inundado ou inundado em 5 instantes durante o evento de cheia para uma variada gama de caudais. Os caudais afluentes à confluência variaram entre 2300 e 2600 m³/s enquanto que os caudais afluentes à secção, com uma diferença maior, foram desde 400 a 1200 m³/s. Nos primeiros dois instantes, o nível de água na secção da infraestrutura quase alcançou a cota característica da “Produção/venda de hortícolas” para uma gama de caudais afluente à secção superior a 900 m³/s, no entanto nos últimos instantes o caudal de

inundação foi substancialmente menor, ou seja, a infraestrutura sofreu inundações para caudais desde 600 m³/s. Apenas no 3º instante é que o caudal afluente à secção foi de ≈ 450 m³/s, para um caudal total de 2400 m³/s, sendo explicado pela influência do lançamento da barragem do Pocinho. As restantes diferenças podem ser explicadas pelo efeito de histerese dinâmica, de forma que, as bruscas alterações que o escoamento sofreu nos momentos que antecedem os primeiros instantes levaram a que só para um caudal superior é que esta infraestrutura fosse inundada.

c) Rio Douro a jusante da foz do sabor

Na zona a jusante da foz do Sabor, foram estudadas as infraestruturas críticas tendo em conta a simulação da cheia de março de 2001 que chegou a atingir um caudal de 5300 m³/s afluentes à barragem da Valeira. Sendo assim, foram estudadas todas as infraestruturas que no estudo em regime permanente seriam inundadas por um caudal total até 5900 m³/s. Neste trecho não foram consideradas combinações.

1. Lousa / Freixo Numão

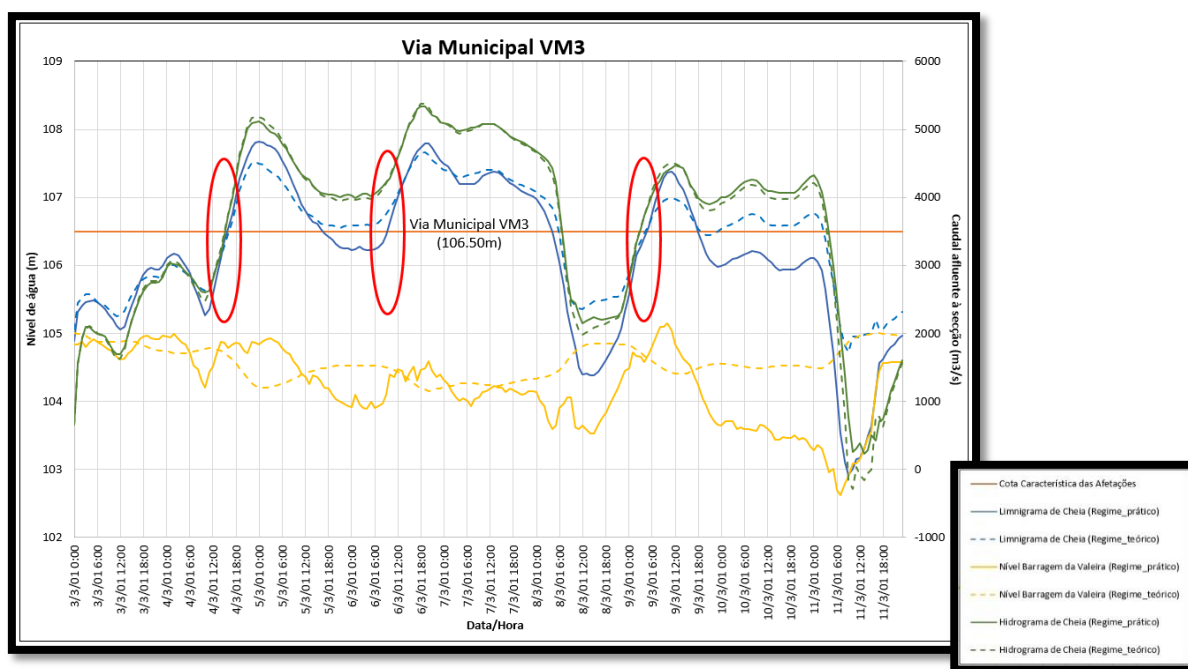


Fig. 6.10 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V15.

Tabela 18 - Instantes de inundação da "Via Municipal VM3.

| | Q inundação(m3/s) | Nível atingido(m) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| 4/3/01 16:00 | 3729.44 | 106.54 |
| 6/3/01 10:00 | 4276.08 | 106.62 |
| 9/3/01 5:00 | 3893.90 | 106.56 |

Tal como é possível observar no gráfico, figura 6.10, para este evento de cheia a infraestrutura “Via Municipal VM3”, na zona Lousã/Freixo Numão, teve 3 momentos em que foi inundada, sempre para caudais superiores a 3700 m³/s. No 1º e 3º instante para valores de caudais semelhantes, contudo o 2º instante para valores superiores em cerca de 500 m³/s. Essa diferença nos caudais de inundação é explicada pela proximidade à barragem da Valeira, pelo que o decréscimo do nível na Valeira, no período que antecede o segundo instante de inundação, fez com que fosse necessário um caudal superior para que a infraestrutura fosse afetada.

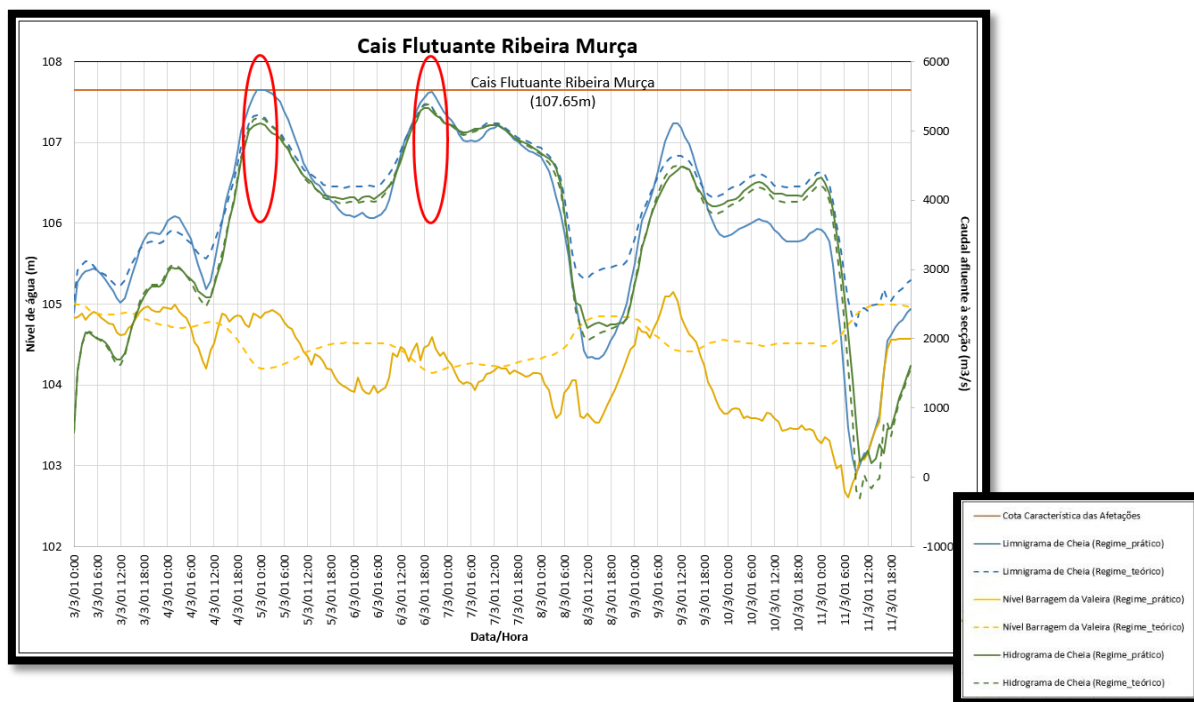


Fig. 6.11 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V14.

Tabela 19 - Instantes de inundação do "Cais flutuante Ribeira de Murça".

| | Q inundaçãom³/s) | Nível atingido(m) |
|--------------|------------------|-------------------|
| 4/3/01 23:00 | 5097.49 | 107.65 |
| 6/3/01 20:00 | 5270.85 | 107.62 |

Enquanto a “Via Municipal VM3” é afetada para esta cheia, a infraestrutura “Cais Flutuante Ribeira Murça” tem dois instantes em que o nível de água ficou no limite da cota característica da infraestrutura, pelo que se o caudal fosse superior a 5300 m³/s a mesma seria afetada. Como é bem visível no gráfico, tal como justificado anteriormente, esta variação de caudal de inundação deve-se à variação do nível de água na Valeira. A proximidade à barragem da Valeira expõe a infraestrutura à influência pela variação do nível na barragem, pelo que se fosse cumprido o regime teórico para estes instantes de afetação, o caudal respetivo de inundação teria que ser superior, ≈ 5500 m³/s.

2. Senhora Ribeira / Vesúvio

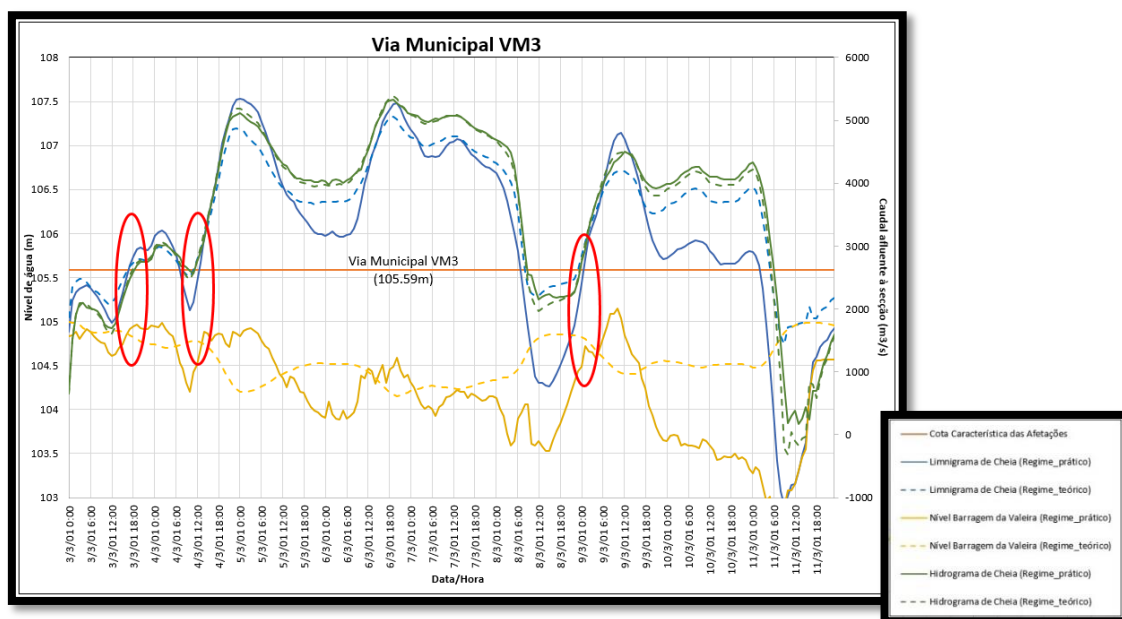


Fig. 6.12 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V13.

Tabela 20 - Instantes de inundação da "Via municipal VM3".

| | Q inundação(m³/s) | Nível atingido(m) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| 3/3/01 17:00 | 2474.24 | 105.64 |
| 4/3/01 13:00 | 2905.53 | 105.67 |
| 9/3/01 1:00 | 2951.73 | 105.71 |

Na zona Senhora Ribeira/Vesúvio, a mesma infraestrutura “Via Municipal VM3”, será nesta localização afetada para um caudal inferior em relação à secção anterior (Freixo Numão), uma vez que, a cota característica se encontra cerca de 1 metro abaixo. Neste evento de cheia teve 3 instantes em que foi inundada, sendo que o primeiro caudal de inundação difere bastante do caudal dos outros instantes e isto pode ser explicado pelo efeito de histerese dinâmica ou pelo efeito da variação de nível na Valeira.

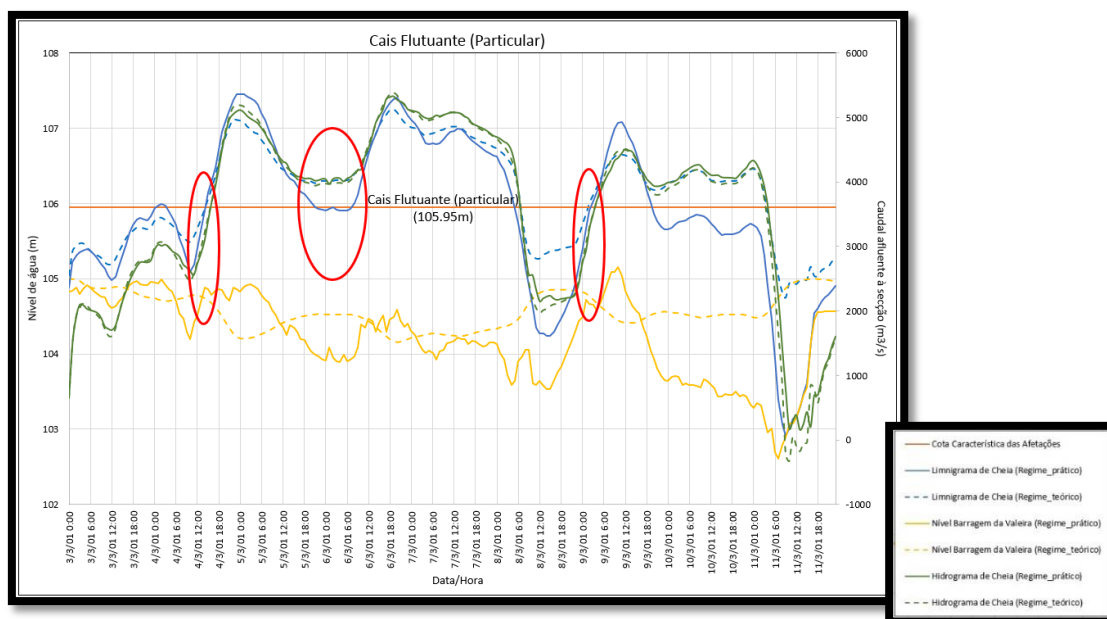


Fig. 6.13 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V12-V13.

Tabela 21 - Instantes de inundação do "Cais flutuante".

| | Q inundação(m³/s) | Nível atingido(m) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| 4/3/01 1:00 | 3024.98 | 105.97 |
| 4/3/01 15:00 | 4042.69 | 105.95 |
| 6/3/01 8:00 | 4132.02 | 106.00 |
| 9/3/01 3:00 | 3495.47 | 106.04 |

A infraestrutura “Cais flutuante (particular)”, segundo o estudo do escoamento em regime variável, é afetado sempre para um caudal superior a 3000 m³/s. Na cheia de março de 2001, esta infraestrutura apresentou 4 instantes em que foi afetada sendo que, cada instante, apresenta um caudal de inundação distinto. Esta variação do caudal de inundação deve-se à proximidade à barragem da Valeira estando mais vulnerável à variação do nível de água a montante da barragem.

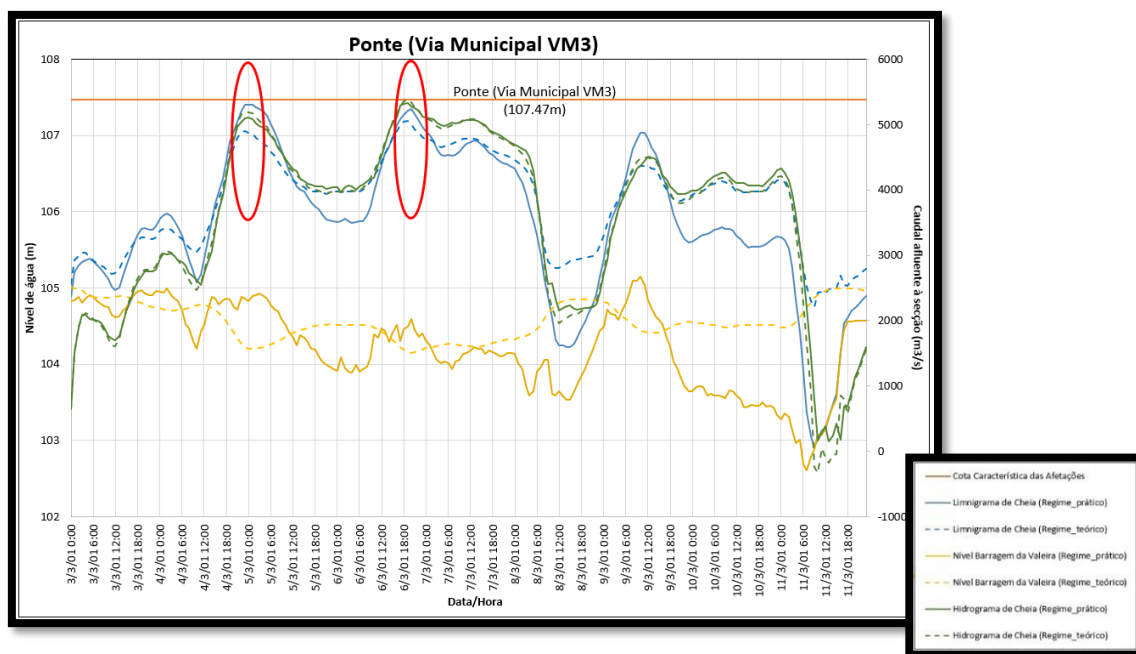


Fig. 6.14 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V12-V13.

Tabela 22 - Instantes de inundação da "Ponte (Via municipal VM3)".

| | Q inundação(m³/s) | Nível atingido(m) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| 4/3/01 23:00 | 5091.93 | 107.40 |
| 6/3/01 20:00 | 5273.80 | 107.35 |

Como é possível observar no gráfico (figura 6.14), a cheia simulada não afetou a infraestrutura “Ponte (Via Municipal VM3)” mas tal como no “Cais Flutuante Ribeira Murça” se se registasse um caudal máximo de cheia ligeiramente superior, a mesma já seria afetada. Durante esta cheia, são apresentados dois instantes em que a “Ponte” esteve na iminência de ser afetada, sempre para um caudal superior a 5000 m³/s e, tal como para o “Cais Flutuante”, a ligeira diferença nos caudais de inundação deve-se ao decréscimo do nível de água na Valeira. À medida que a localização das infraestruturas se aproxima da barragem da Valeira, maior será a influência que a variação do seu nível tem na variação do nível da secção das infraestruturas. Por isso, se para estes instantes de afetação, fosse respeitado o regime teórico de exploração, o caudal de afetação da infraestrutura teria que ser maior, ficando neste caso, a infraestrutura com menor probabilidade de ser inundada.

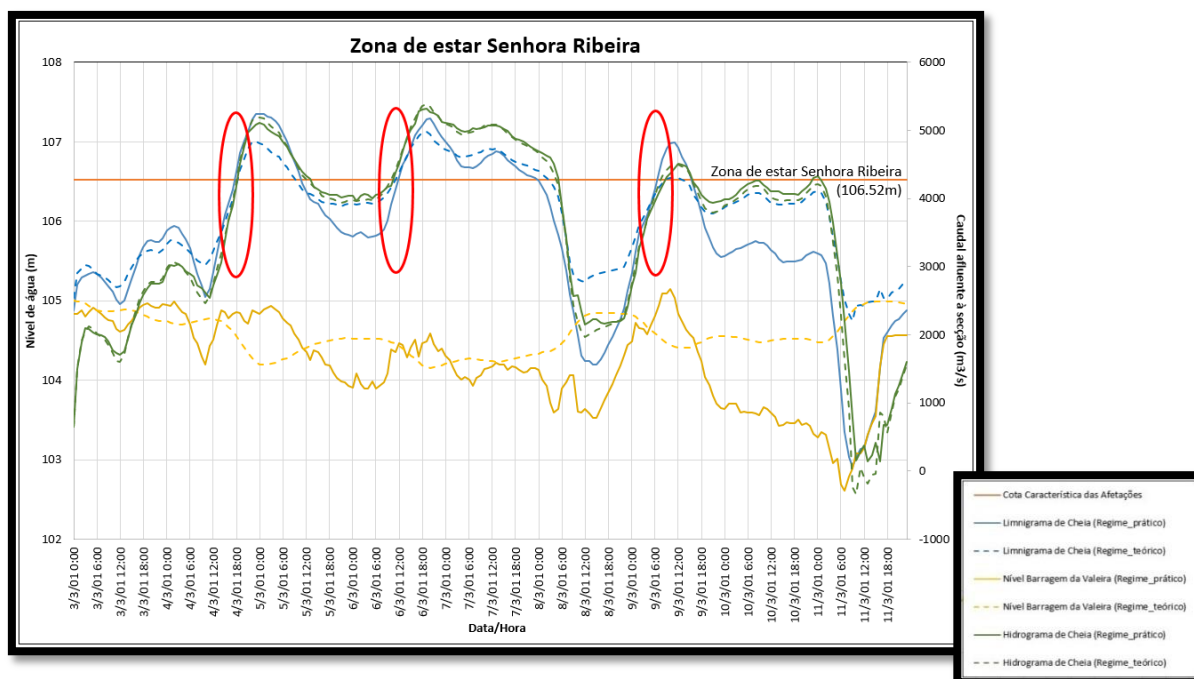


Fig. 6.15 - Variação dos níveis de água e caudal no perfil V12-V13.

Tabela 23 - Instantes de inundação da "Zona de estar Senhora Ribeira".

| | Q inundação(m³/s) | Nível atingido(m) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| 4/3/01 18:00 | 4188.68 | 106.62 |
| 6/3/01 12:00 | 4510.57 | 106.56 |
| 9/3/01 7:00 | 4086.65 | 106.60 |

Por fim, para a infraestrutura “Zona de estar Senhora Ribeira” registou-se três instantes em que esta seria inundada, com caudais de inundação a variar entre 4100 e 4500 m³/s. Como depreendido pelo gráfico da figura 6.15, o efeito da variação da Valeira é visível nas variações dos caudais apresentados, ou seja, quando o nível da Valeira é superior, o caudal de inundação é menor e quando o nível da Valeira decresce, é necessário um caudal de inundação maior.

6.2. MODELO 2D – RESULTADOS DO REGIME VARIÁVEL

De acordo com o foi abordado no capítulo 5, de modo a obter dados mais aproximados à realidade e com uma maior coerência com a morfologia do terreno, foi usado a modelação bidimensional. Para obter resultados com este modelo foi usada a cheia de abril de 2016, que, tal como referido anteriormente, teve afetações reais na zona da foz do Sabor. De forma a apresentar melhor a inundação das infraestruturas críticas, estas foram organizadas em 3 zonas distintas, representadas na figura 6.16 de acordo com a sua localização real.



Fig. 6.16 - Zonas com infraestruturas críticas na Foz do Sabor.

Zona 1: Praia fluvial da Foz do Sabor

- Parque infantil;
- Parque de merendas;
- Bar.

Zona 2: Produção/venda de hortícolas.

Zona 3: Ponte (EM 623-1).

Realizando a simulação do evento de cheia de abril de 2016, através da ferramenta RAS Mapper do HEC-RAS, foi possível produzir um pequeno vídeo da evolução da cheia, onde se apresentam os instantes em que as infraestruturas são afetadas e é visível a evolução da mancha de inundação. As imagens seguintes representam os primeiros instantes de inundação das zonas críticas.

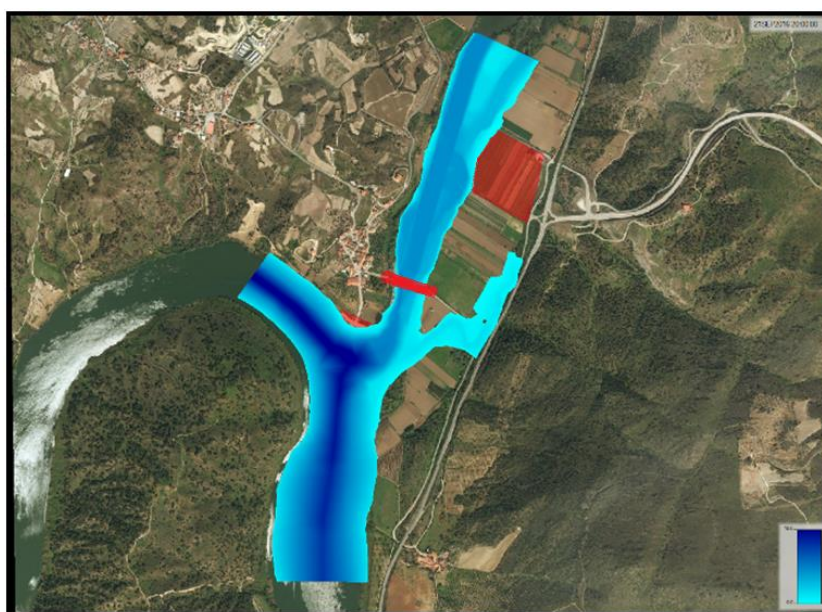


Fig. 6.17 - Mancha de inundação do primeiro instante de inundação da zona 1. ($Q=2200\text{m}^3/\text{s}$).



Fig. 6.18 - Mancha de inundação do primeiro instante de inundação da zona 2. ($Q=2300\text{m}^3/\text{s}$).



Fig. 6.19 - Mancha de inundação do primeiro instante de inundação da zona 3. ($Q=3100\text{m}^3/\text{s}$).

Tabela 24 - Instantes e caudais de inundação das infraestruturas da Foz do Sabor a partir do modelo 2D.

| Zona | Código | Infraestrutura | Instante | Caudal lançado Feiticeiro (m ³ /s) | Caudal lançado Pocinho (m ³ /s) | Caudal Confluência foz do Sabor (m ³ /s) |
|--------|--------|---------------------------|---------------|---|--|---|
| Zona 1 | SA1 | Parque infantil | 15/4/16 21:00 | 818.13 | 1170.00 | 2217.57 |
| | | | 16/4/16 18:00 | 562.89 | 1697.91 | 2406.38 |
| | | | 19/4/16 2:00 | 120.00 | 2105.18 | 2076.64 |
| | SA2 | Parque de merendas | 19/4/16 7:00 | 120.00 | 2373.82 | 2392.92 |
| | | | 20/4/16 0:00 | 282.40 | 2366.11 | 2609.17 |
| | SA4 | Bar do parque de merendas | 20/4/16 4:00 | 193.42 | 2569.41 | 2690.02 |
| Zona 2 | SA3 | Produção/venda | 15/4/16 22:00 | 704.45 | 1166.42 | 2260.77 |
| | | | 16/4/16 0:00 | 752.05 | 1150.16 | 2333.76 |
| | | | 19/4/16 13:00 | 410.37 | 2200.46 | 2600.57 |
| | | | 20/4/16 0:00 | 282.40 | 2366.11 | 2609.17 |
| Zona 3 | SA5 | Ponte EM 623-1 | 20/4/16 7:00 | 332.94 | 2759.45 | 3142.87 |

Analisando os resultados da modelação bidimensional, apresentados na tabela 24, conclui-se que dentro das infraestruturas críticas da zona 1 se denotou uma variação do caudal de inundação, sendo que o “Parque infantil” apresentou um caudal de inundação entre 2100 e 2400 m³/s, o “Parque de merendas” um caudal de inundação superior entre 2400 e 2600 m³/s e o “Bar”, por sua vez, foi afetado para um caudal de 2700 m³/s. Na zona 2, com uma única infraestrutura crítica “Produção/venda de hortícolas” demonstrou afetações em vários instantes, para caudais entre 2300 e 2600 m³/s. Por fim, a zona 3, onde está localizada a “Ponte EM 623-1” foi afetada apenas num instante, perto do pico de cheia, para um caudal de 3100 m³/s. Visualizando a evolução do evento de cheia consegue-se perceber de que forma as zonas são afetadas. Com a subida do nível de água as zonas 1 e 3 são afetadas pelas frentes enquanto que, a zona 2 é tanto afetada pela frente com o rio Sabor como por um canal que se forma e transporta água até esta. Tal como é possível entender com a análise sequencial das figuras 6.17, 6.18 e 6.19.

6.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS

Com base nos resultados descritos nas alíneas anteriores podemos concluir que existe uma certa variação entre os valores que são obtidos a partir de uma simulação com o escoamento em regime permanente e de uma simulação com o escoamento em regime variável, tanto 1D como 2D. Tal como escrito no capítulo 4, estas simulações estão subjacentes a princípios matemáticos e hidráulicos diferentes, o que se traduz nos resultados obtidos. Para além disso, os resultados obtidos segundo o regime variável estão inerentes a vários efeitos, designadamente o fenómeno de histerese dinâmica, bem como a evolução mais ou menos brusca dos caudais descarregados nas barragens e do nível na barragem da Valeira, sendo que este último aumenta à medida que o local da infraestrutura crítica se encontra mais perto da barragem da Valeira.

Como não existem registos de cheias com caudais na zona de estudo superiores a 6000 m³/s existem certas infraestruturas que não terão base de comparação entre o regime permanente e o regime variável. O mesmo não acontece nas zonas mais sensíveis, tal como, a Foz do Sabor e zona do Pocinho. O modelo 2D, utilizando um modelo digital do terreno, ou seja, considerando a morfologia detalhada dessa zona, apresenta valores e manchas de inundação mais compatíveis com a mesma. De forma a perceber a coerência entre o modelo 1D e 2D, foi analisado o nível máximo atingido pela cheia de 2016, tendo-se verificado que ambos apresentaram valores muito semelhantes ($N_{máx1D}=108.75m \approx N_{máx2D}=108.60m$). Tal demonstra também que os valores apresentados no modelo 1D são ligeiramente mais gravosos do que os do modelo 2D, podendo isto ser explicado, pela melhor interação/adaptação do modelo 2D com o terreno.

Para as infraestruturas críticas, com resultados de todas as simulações, procurou-se encontrar um compromisso entre os resultados obtidos, de tal forma que os caudais críticos que fossem estabelecidos correspondessem aos caudais de inundação com a maior precisão possível. Visto que, em geral e conforme apresentado na tabela 25, o regime variável apresenta valores ligeiramente superiores aos valores do regime permanente, de forma a atuar pelo lado da segurança, procurou-se assumir como valor mínimo os valores obtidos através do regime permanente, que apesar de teóricos, são os mínimos a originar inundação.

Tabela 25 - Tabela resumo dos caudais de inundação das infraestruturas críticas.

| Zona | Código | Infraestrutura Crítica | Modelo 1D | | | Modelo 1D | | | Modelo 2D | | |
|--------------|--------|------------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | | Regime Permanente | | | Regime Variável | | | Regime Variável | | |
| | | | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) |
| Pocinho | P2 | Parque de merendas de Frietas | - | 1400 | 2000 | - | 1200-1700 | 1800-2300 | - | - | - |
| | P4 | Indústria de extração de óleos | - | 6430 | 9000 | - | - | - | - | - | - |
| Foz do Sabor | SA2 | Parque de merendas da foz do Sabor | 750 | - | 2200 | - | - | 2400-2600 | 100-300 | 2300-2400 | 2400-2600 |
| | SA3 | Produção/venda de hortícolas | 750 | - | 2200 | 450-1200 | - | 2300-2600 | 300-800 | 1100-2400 | 2200-2600 |
| | SA5 | Ponte EM 623-1 | 900 | - | 2800 | 800-900 | - | 3000-3200 | 350 | 2800 | 3100 |
| F. Numão | F2 | Cais flutuante Ribeira de Murça | - | - | 5500 | - | - | 5000-5300 | - | - | - |
| Vesúvio | VE3 | Zona de estar Senhora da Ribeira | - | - | 4000 | - | - | 4100-4500 | - | - | - |

7

DEFINIÇÃO DE CAUDAIS CRÍTICOS PARA AVISO ÀS POPULAÇÕES

Neste capítulo são apresentados os caudais críticos definidos para avisos às populações, tendo em conta os critérios apresentados no capítulo 3. De forma a corresponder melhor à realidade de um evento de cheia foram estudados os resultados de uma forma evolutiva, ou seja, simulando um evento de cheia no qual o caudal vai progressivamente aumentando até um caudal correspondente a um tempo de retorno ligeiramente superior a 10 anos, registando os caudais críticos associados à afetação de cada infraestrutura crítica. Numa primeira fase, dentro de cada zona crítica e numa segunda fase no leito total do rio em estudo, demonstrando-se de uma forma mais clara quais seriam as sirenes de aviso necessárias acionar na ZAS, e a sua ordem, à medida que a cheia evolui.

7.1. ANÁLISE DAS AFETAÇÕES NAS ZONAS CRÍTICAS

7.1.1. POCINHO

Na zona do Pocinho, foi estabelecida como ponto mais baixo para aviso de descargas o “Parque de merendas de Frieiras”, tendo sido descartada a “Praia fluvial de Frieiras” devido à sua inundação para qualquer caudal superior ao máximo turbinado pelas barragens do Pocinho e Feiticeiro. Para estabelecer o caudal crítico que diz respeito ao “Parque de merendas”, foram analisados os resultados obtidos no capítulo anterior, apresentados na tabela seguinte, com o intuito de perceber qual seria o caudal de aviso mais indicado. Pelo lado da segurança foi definido como caudal crítico do “Parque de merendas” o caudal total de 2000 m³/s, com a necessidade de ter um caudal superior a 1400 m³/s lançado da barragem do Pocinho, uma vez que o caudal de 1800m³/s obtido em regime variável é pouco provável que aconteça devido ao motivo apontado em 6.1.2. Para este caso, haverá necessidade de soar a sirene 10. Com a evolução de um evento de cheia, haverá uma parte da zona do Pocinho que ficará ainda sem qualquer aviso, assegurada pela sirene 9, sendo esta apenas acionada para um caudal total de 9000 m³/s, com um caudal lançado do Pocinho superior a 6000 m³/s, definido para a infraestrutura “indústria de extração de óleos”. No anexo E, é possível observar desde a localização das infraestruturas críticas às manchas de inundação dos caudais críticos estabelecidos para a zona do Pocinho.

Tabela 26 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas do Pocinho segundo as simulações realizadas.

| Zona | Código | Infraestrutura Crítica | Modelo 1D | | | Modelo 1D | | |
|---------|--------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | | Regime Permanente | | | Regime Variável | | |
| | | | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) |
| Pocinho | P2 | Parque de merendas de Frieiras | - | 1400 | 2000 | - | 1200-1700 | 1800-2300 |
| | P4 | Indústria de extração de óleos | - | 6430 | 9000 | - | - | - |



Fig. 7.1 - "Parque de merendas de Frieiras".

7.1.2. SABOR

No Sabor, foram estabelecidos dois pontos críticos com as cotas mais baixas para o estudo dos avisos de descargas elevadas, sendo estes a “Parque de merendas Praia fluvial de Foz do Sabor” e a “Produção/Venda de Hortícolas”. Como exibido na tabela 27, esta zona foi bastante analisada, tendo sido feitas simulações em modelo 1D e 2D, consequentemente em regime permanente e variável. Os resultados demonstram um caudal na confluência mínimo comum para as duas infraestruturas, em quase todas as simulações realizadas, o caudal de 2200 m³/s, tendo sido definido como caudal total crítico para o aviso de descargas elevadas. Depois de analisados os mínimos para o caudal lançado pela barragem do Feiticeiro, notou-se uma grande variação de valores apresentados, tendo sido feita uma escolha, com base na segurança das infraestruturas, de um caudal de 650 m³/s em combinação com o caudal total de 2200m³/s. Havendo afetações para as duas infraestruturas críticas, “Parque de merendas” e “Produção/venda de hortícolas” será necessário, em caso de aviso de descargas, soar as sirenes 8 e 16. A mancha de inundação para este caudal definido é apresentada no anexo F, tal como a localização das infraestruturas críticas e SAP.

Tabela 27 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas da Foz do Sabor segundo as simulações realizadas.

| Zona | Código | Infraestrutura Crítica | Modelo 1D | | | Modelo 1D | | | Modelo 2D | | |
|--------------|--------|------------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | | Regime Permanente | | | Regime Variável | | | Regime Variável | | |
| | | | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) |
| Foz do Sabor | SA2 | Parque de merendas da foz do Sabor | 750 | - | 2200 | - | - | 2400-2600 | 100-300 | 2300-2400 | 2400-2600 |
| | SA3 | Produção/venda de hortícolas | 750 | - | 2200 | 450-1200 | - | 2300-2600 | 300-800 | 1100-2400 | 2200-2600 |
| | SA5 | Ponte EM 623-1 | 900 | - | 2800 | 800-900 | - | 3000-3200 | 350 | 2800 | 3100 |



Fig. 7.2 - "Parque de merendas da praia fluvial da foz do Sabor".



Fig. 7.3 - "Produção/venda de hortícolas".

7.1.3. VILARIÇA

Na Ribeira da Vilariça a infraestrutura crítica com a cota mais baixa é a “Ponte EM 623”. A partir dos resultados obtidos na única simulação realizada para a zona, esta infraestrutura será afetada aquando de um caudal de cheia superior a $7000 \text{ m}^3/\text{s}$, com um caudal lançado do Feiticeiro superior a $1500 \text{ m}^3/\text{s}$. Por isto, foi definido para a zona, o caudal total de $7000 \text{ m}^3/\text{s}$, em combinação com o lançamento do Feiticeiro superior a $1500 \text{ m}^3/\text{s}$, como caudal crítico para aviso de descargas, e a ele corresponderá um aviso às populações através da sirene 4.



Fig. 7.4 - "Ponte EM 623".

7.1.4. LOUSA/FREIXO NUMÃO

Na zona de Lousa/Freixo Numão, foi considerado o “Cais flutuante Ribeira de Murça” como ponto crítico, com a cota mais baixa, descartando a infraestrutura “Via Municipal VM3”, para aviso de descargas. Para este caso, existem resultados obtidos através do modelo 1D, com o regime permanente e regime variável, que fogem um pouco à regra, sendo que, os caudais de inundação do regime variável apresentam valores ligeiramente inferiores aos do regime permanente. Tal como explicado no capítulo anterior, estas diferenças podem ser explicadas pelo não cumprimento do regime teórico de exploração da Valeira, que, para os instantes de inundação que se notaram no regime variável, o nível na barragem estaria superior ao recomendado sendo que o caudal de inundação do “cais flutuante” se demonstrou inferior ao esperado. Para implementar um caudal crítico, foi tida em conta essa informação, tendo sido decidido que o caudal de inundação iria seguir os valores apontados no regime permanente, ou seja $5500 \text{ m}^3/\text{s}$, estando também de acordo com um valor esperado através do regime variável. Admitindo a já inundação da “Via Municipal VM3” aquando do aviso de descarga para a zona

de Freixo Numão, definiu-se que o aviso será feito pelas duas sirenes, 11 e 12. A localização das infraestruturas críticas da zona de Freixo Numão, assim como a mancha de inundação para o caudal crítico estabelecido, pode ser vista no anexo G.

Tabela 28 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas do Freixo Numão segundo as simulações realizadas.

| Zona | Código | Infraestrutura Crítica | Modelo 1D | | | Modelo 1D | | |
|----------|--------|---------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | | Regime Permanente | | | Regime Variável | | |
| | | | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) |
| F. Numão | F2 | Cais flutuante Ribeira de Murça | - | - | 5500 | - | - | 5000-5300 |



Fig. 7.5 - "Cais flutuante Ribeira de Murça"

7.1.5. SENHORA RIBEIRA/VESÚVIO

Na zona da Senhora Ribeira/Vesúvio, foi estabelecido a “Zona de estar em Senhora da Ribeira” como ponto crítico com cota mais baixa para a implementação do caudal crítico para aviso de descargas, admitindo que o “Cais flutuante” e a “Via municipal VM3”, não colocam nenhuma vida em risco, assim como, as suas afetações são quase nulas. Segundo os valores obtidos no regime permanente, valores mínimos, a “zona de estar” é inundada para um caudal afluyente à Valeira superior a 4000 m³/s. Tendo o conhecimento que os valores apresentados pelo regime variável são ligeiramente superiores, novamente por razões de segurança, foi estabelecido o caudal de 4000 m³/s como caudal crítico. Tal como na zona de Freixo Numão, admite-se que as infraestruturas “cais flutuante” e “via municipal vm3” já estão inundadas, logo, para este caudal, associou-se um aviso através das duas sirenes da zona, 13 e 14. A mancha de inundação para este caudal é apresentada no anexo H, juntamente com a localização dos SAP e infraestruturas críticas.

Tabela 29 - Caudais de inundação das infraestruturas críticas do Vesúvio segundo as simulações realizadas.

| Zona | Código | Infraestrutura Crítica | Modelo 1D | | | Modelo 1D | | |
|---------|--------|----------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | | Regime Permanente | | | Regime Variável | | |
| | | | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) | Q lançado do Feiticeiro (m3/s) | Q lançado do Pocinho (m3/s) | Q na confluência (m3/s) |
| Vesúvio | VE3 | Zona de estar Senhora da Ribeira | - | - | 4000 | - | - | 4100-4500 |



Fig. 7.6 - "Zona de estar de Senhora Ribeira"

7.2. SÍNTESE DOS CAUDAIS CRÍTICOS ESTABELECIDOS

Com base na análise realizada na alínea anterior, foi feito um estudo geral das afetações para um evento de cheia, supondo um aumento progressivo de caudal num período de tempo de 1 ou mais dias de forma a identificar a ordem de afetação das infraestruturas críticas identificadas ao longo da ZAS. Nesta análise procurou-se associar os avisos a caudais críticos com tempos de retorno (TR) de 2 e 5 anos até um máximo de 10 anos.

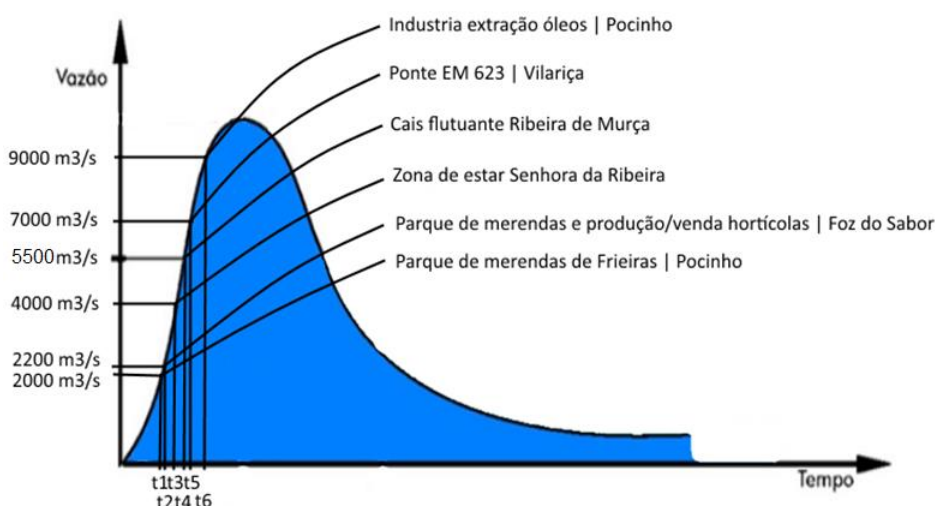


Fig. 7.7 - Hidrograma de uma cheia com afetações das infraestruturas críticas.

Tabela 30 - Caudais críticos estabelecidos.

| Caudais críticos (m³/s) | | | Áreas abrangidas | Potenciais afetações críticas | Código | Sirenes |
|--|--------------------|-----------------|------------------|------------------------------------|--------|---------|
| Afluente à Valeira (Lançado Feiticeiro+Pocinho) | Lançado Feiticeiro | Lançado Pocinho | | | | |
| ≥ 2000 | | ≥ 1400 | Pocinho | Parque de merendas de Frietas | P2 | 10 |
| ≥ 2200 | ≥ 650 | | Sabor | Parque de merendas da Foz do Sabor | SA2 | 8 e 16 |
| | | | | Produção/venda hortícolas | SA3 | |
| | | | | Ponte EM 623-1 | SA5 | |
| ≥ 4000 | | | Vesúvio | Zona de estar Senhora da Ribeira | VE3 | 11 e 12 |
| ≥ 5500 | | | Freixo Numão | Cais flutuante Ribeira de Murça | F2 | 13 e 14 |
| ≥ 7000 | ≥ 1500 | | Vilariça | Ponte EM 623 | VIL1 | 4 |
| ≥ 9000 | | ≥ 6000 | Pocinho | Indústria extração óleos | P4 | 9 |

8 CONCLUSÃO

Com a realização da presente dissertação, a definição de caudais críticos para aviso de descargas elevadas na albufeira da Valeira, principal objetivo da mesma, foi concluída. Para tal, recorreu-se ao software de simulação HEC-RAS de maneira a estudar o escoamento em eventos de cheia. Tendo em conta que o vale é encaixado em quase toda a sua extensão, foi utilizado para o mesmo, numa primeira fase, um modelo unidimensional. Apenas na Foz do Sabor, devido ao seu vale ter leitos de cheia mais largos, recorreu-se a um modelo 2D, numa segunda fase, no sentido de perceber a evolução da mancha de inundação causada pela cheia nas margens circundantes, tendo em conta a sua morfologia.

Como é comum em todos os softwares de simulação, o HEC-RAS apresenta limitações. Neste estudo, as mesmas foram sentidas aquando da introdução dos parâmetros das secções transversais para a conceção do modelo unidimensional, uma vez que, os dados de projeto apresentam-se em características hidráulicas (área e perímetro molhado em função da cota do terreno) e o software apenas permite a introdução desses dados em coordenadas geométricas (X e Y). De forma a ultrapassar esta limitação, foram criados perfis fictícios que respeitassem as características hidráulicas de projeto.

Os estudos de calibração do modelo 1D foram bastante extensos devido a serem processos iterativos que implicam a alteração de vários coeficientes, tais como rugosidade, perdas de carga localizadas e expansão/contração, tendo como objetivo apresentar resultados do modelo o mais próximo possível da realidade. Dividindo a calibração por fases, foram utilizados vários valores de referência, estudos de regolfo do projeto da barragem da Valeira realizados em 1969, registos hidrométricos desde a construção do AHBS, assim como curvas de vazão de projeto do AHBS. A fiabilidade de um estudo de inundação deve-se ao grau de precisão da calibração do modelo utilizado e, este último está inerente à existência de bons dados de referência que possam ser utilizados aquando da calibração do modelo.

Usando os modelos 1D e 2D foram feitas simulações com dois tipos de regime: o regime permanente e o regime variável. O regime permanente, mais teórico, assume vários valores discretos para o caudal, constante ao longo de um trecho estabelecido, enquanto que, o regime variável, mais realista, admite hidrogramas de cheias registados nos anos de 2001 e 2016, apresentando variações horárias de caudais ao longo do canal.

Os resultados obtidos a partir do modelo 1D variaram ligeiramente entre o regime permanente e regime variável, sendo que, na generalidade, o regime variável apresentou valores um pouco

superiores aos valores do regime permanente. Por uma questão de segurança, procurou-se assumir os valores obtidos a partir do regime permanente como os limites mínimos.

De forma a estabelecer os caudais críticos em caso de descargas elevadas para avisos às populações, nas zonas críticas identificadas, foram estudadas as afetações das infraestruturas críticas e, segundo as simulações realizadas, definido o caudal de inundação das mesmas. Supondo uma evolução de um evento de cheia com base num hidrograma tipo, foram analisadas as infraestruturas críticas de forma evolutiva de afetação estabelecendo-se também, zona a zona, as várias sirenes a acionar. De acordo com o capítulo 3, os caudais críticos implementados nos PEI do AH do Baixo Sabor e do AH do Pocinho, serão os caudais que levam à necessidade de acionamento do 2º Aviso nas respetivas ZAS. Sabendo que, os dois AH limitam a zona de estudo a montante, procurou-se definir estes caudais de aviso como uma combinação ou soma dos caudais lançados nos dois AH.

Na sequência da metodologia acima referida, foi possível determinar os caudais críticos a estabelecer no âmbito dos Planos de Emergência Internos dos AH do Baixo Sabor e Pocinho. Sendo o caudal crítico uma soma dos caudais lançados na barragem do Pocinho e da barragem do Feiticeiro, o primeiro caudal definido é 2000 m³/s, no qual o caudal lançado do Pocinho tem que ser superior a 1400 m³/s, levando ao soar da sirene 10 que significa um aviso na zona da “praia fluvial de Frieiras” no Pocinho. De seguida, para a zona da Foz do Sabor, foi definido um caudal de aviso de 2200 m³/s, sempre que o caudal lançado do Feiticeiro seja superior a 650 m³/s. Neste caso há o perigo de afetação das infraestruturas “Parque de merendas da foz do Sabor” e “Produção/venda de hortícolas”, levando à necessidade de soar as duas sirenes dessa zona, ou seja, 8 e 16. O terceiro caudal crítico definido é o 4000 m³/s que leva a afetações na zona do Vesúvio, em particular na “Zona de estar de Senhora Ribeira”, estando associado um soar da sirene 13 e 14. O “Cais flutuante Ribeira de Murça”, na zona de Freixo Numão, terá uma inundação para o caudal de 5500 m³/s, estabelecido como o quarto caudal crítico. Quando este é atingido surge o aviso às populações pelas sirenes 11 e 12. O quinto caudal crítico estabelecido foi o 7000 m³/s, com um caudal lançado do feiticeiro não inferior a 1500 m³/s, para a zona da Vilariça, devido à afetação da “Ponte EM623”, ao qual corresponde o soar da sirene 4. Na zona do Pocinho, a inundação da “indústria de extração de óleos” compreendeu a necessidade de incluir um segundo caudal crítico de 9000 m³/s, com um caudal lançado da barragem do Pocinho superior a 6000 m³/s, levando ao soar da sirene 9. Na tabela 30, no capítulo 7, resumem-se os caudais críticos apresentados.

Assim, pode-se concluir que, apesar dos extensos estudos que foram feitos nesta dissertação para a definição destes caudais críticos, existem vários efeitos, como o exemplo do efeito de histerese dinâmica, inerentes ao comportamento do rio, que levarão a variações dos níveis de água para o mesmo caudal. Será não só do interesse da população a habitar na zona de estudo, como também da empresa dona do AH, que a definição destes caudais seja sempre feita pelo lado da segurança, de maneira a contrabalançar com as variáveis incontrolláveis.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

É apresentada de seguida uma lista da bibliografia consultada, sendo algumas referidas ao longo do texto.

Elementos de consulta do tipo manuais, livros, dissertações ou artigos:

ANPC/INAG, 2009. *Guia Orientações para Elaboração de Planos de Emergência Interna de Barragens*. Autoridade Nacional de Proteção Civil e Instituto da Água. Caderno de Encargos Março.

Aguirre-Pe, J. e Fuentes, R., 1990. *Resistance to flow in steep rough streams*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 11. Abril.

Bray, D. I., 1979. *Estimating average velocity in gravel-bed rivers*. Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 105, HY9. Abril.

Chow, V. T., 1959. *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Co., New York. Abril.

CPE - Companhia Portuguesa de Eletricidade, S.A.R.L, 1973. *Aproveitamento Hidroelétrico do Douro Nacional. Escalão do Pocinho*. Projeto - Memória. Maio.

EDP, Gestão da Produção de Energia, S.A. 2017. *Manual de Organização*. Junho.

EDP / DOEQ-EH, 1980. *Valeira. Normas a adotar na exploração da albufeira em períodos de descarregamentos*. Janeiro.

EDP Produção, 2005. *Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor*. Projeto. Março.

EDP Produção, 2006. *Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Projeto. Escalão de Jusante*. Estudo das ondas de inundação. Março.

HEC, 2016 a. *HEC-RAS River Analysis System. 2D Modeling User*. U.S. Army Corps of Engineers. USA.

HEC, 2016 b. *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual*. U.S. Army Corps of Engineers. USA.

HEC, 2016 c. *HEC-RAS River Analysis System. User's Manual*. U.S. Army Corps of Engineers. USA.

HED - Hidro-Elétrica do Douro, S.A.R.L., 1969. *Aproveitamento Hidroelétrico do Douro Nacional. Escalão da Valeira*. Projecto. Memória. Maio.

HIDRORUMO - Projeto e Gestão, S.A., 2002. *Aproveitamento do Pocinho*. Estudo das Ondas de Inundação. Maio.

HIDRORUMO - Projeto e Gestão, S.A., 2001. *Aproveitamento da Valeira*. Estudo das ondas de inundação.” Maio.

Jarrett, R. D., 1984. *Hydraulics of high-gradient streams*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No.11. Abril.

Kellerhals, R., 1967. *Stable channels with gravel-paved beds*. Journal of the Waterways and Harbours Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 93, WW1. Abril.

Silva, T, 2010. *Estudo de escoamentos variáveis em canais naturais. Aplicação ao caso de rotura de uma barragem*. Tese submetida para obtenção do grau de Mestre em Eng^a Civil pela Universidade do Porto. Junho.

Regulamento de Segurança de Barragens, 2007. Diário da República N° 198 - Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. *Decreto-Lei n.º 344/2007* 2007. Março

Elementos de consulta do tipo sítios de Internet:

Water technology (2013) <http://www.water-technology.net/features/feature-the-worlds-oldest-dams-still-in-use/feature-the-worlds-oldest-dams-still-in-use-1.html>

Data de acesso: 20.03.2017

APA (2017) www.apambiente.pt

Data de acesso: 13.03.2017

ANEXO A

Níveis de Alerta compreendidos no PEI. INAG, 2009.

| Nível de Alerta | Situação | Medidas a tomar pelo Dono de Obra |
|-----------------------------------|---|---|
| Alerta Azul Nível 0 | <p>- Situação normal de rotina, ou</p> <p>- Detecção de anomalias na barragem, ou outros eventos, que não comprometam a segurança estrutural da barragem, nem dos seus órgãos operacionais, nem inviabilizem o sistema de observação da barragem.</p> <p>A gravidade dos problemas existentes deve levar a crer que não exista qualquer tipo de consequências no vale a jusante da barragem.</p> | MEDIDAS internas de resolução da anomalia ou incidente |
| Alerta Amarelo Nível 1 | <p>Situação 1 - Descargas elevadas por gestão operacional, ou Situação 2 - Existência de anomalias ou eventos que possam vir a comprometer a segurança estrutural e/ou operacional da barragem ou os meios de observação e controlo da barragem, admitindo-se eventuais efeitos moderados a jusante da barragem:</p> <p>a) Existência de condições meteorológicas adversas</p> <p>b) Detecção de anomalias nos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Elementos estruturais da barragem - Sistema de observação/monitorização <p>c) Existência de problemas nas fundações</p> <p>d) Existência de actividade sísmica</p> <p>e) Existência de outros eventos com incidência sobre a segurança da barragem</p> | <p>MEDIDAS internas de resolução da anomalia ou incidente</p> <p>ALERTA:</p> <p>Serviços de Protecção Civil</p> <p>Autoridade (INAG)</p> <p>AVISA:</p> <p>Situação 1 - sinal de descarga</p> <p>Situação 2 - divulgação de informação</p> <p>Populações imediatamente a jusante da barragem</p> |
| Alerta Laranja Nível 2 | <p>Situação 1 - Ocorrência de cheias com elevado período de retorno, ou</p> <p>Situação 2 - Situação com alta probabilidade de acidente, em que se admite não ser possível controlar a situação, afectando o vale a jusante da barragem:</p> <p>a) Detecção de anomalias graves nos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Elementos operacionais das barragens - Elementos estruturais da barragem <p>b) Existência de problemas graves nas fundações</p> | <p>ALERTA:</p> <p>Serviços de Protecção Civil</p> <p>Autoridade (INAG)</p> <p>AVISA:</p> <p>Situação 1 - sinal de descarga</p> <p>Situação 2 - sinal de evacuação</p> <p>Populações imediatamente a jusante da barragem</p> |
| Alerta Vermelho Nível 3 | <p>1 - Situação de catástrofe inevitável:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Iminência de rotura da barragem <p>2 - Rotura da barragem.</p> | <p>ALERTA:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Serviços de Protecção Civil - Autoridade (INAG) <p>AVISA: sinal de evacuação</p> <p>Populações imediatamente a jusante da barragem</p> |

ANEXO B

Mensagem de alerta em caso de emergência (INAG, 2009)

FORMULÁRIO

NOTIFICAÇÃO DE DECLARAÇÃO DE EMERGÊNCIA

URGENTE

Activação do Plano de Emergência Interno da Barragem de(nome da Barragem).....

Município:

Rio:

Distrito:

Bacia Hidrográfica:

1. É comunicado a:

- ☐ • Serviço Municipal de Protecção Civil de
- ☐ • Comando Distrital de Operações de Socorro de
- ☐ • Autoridade de Segurança de Barragens (INAG)
- ☐ • Barragens de e

2. É declarado o nível de alerta:

- ☐ • Amarelo
- ☐ • Laranja
- ☐ • Vermelho

3. Ocorrência correspondente a:

- ☐ • Cenário de Rotura Total (colapso da barragem)
- ☐ • Cenário de Cheias com Grande Magnitude
- ☐ • Outro:

4. Anteriormente a barragem estava em:

- ☐ • Exploração Normal
- ☐ • Cenário de Operação Extrema (uso total dos descarregadores)
- ☐ • Outro:

5. Descrição da situação (causas, evolução)

6. Medidas adoptadas:

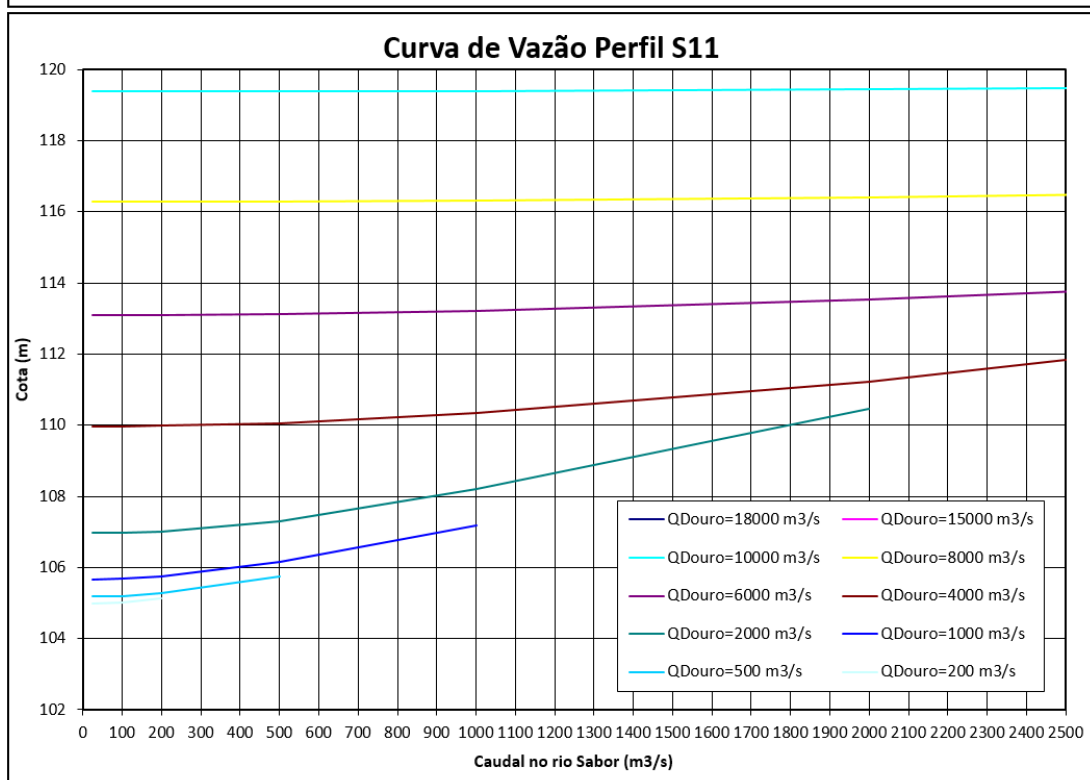
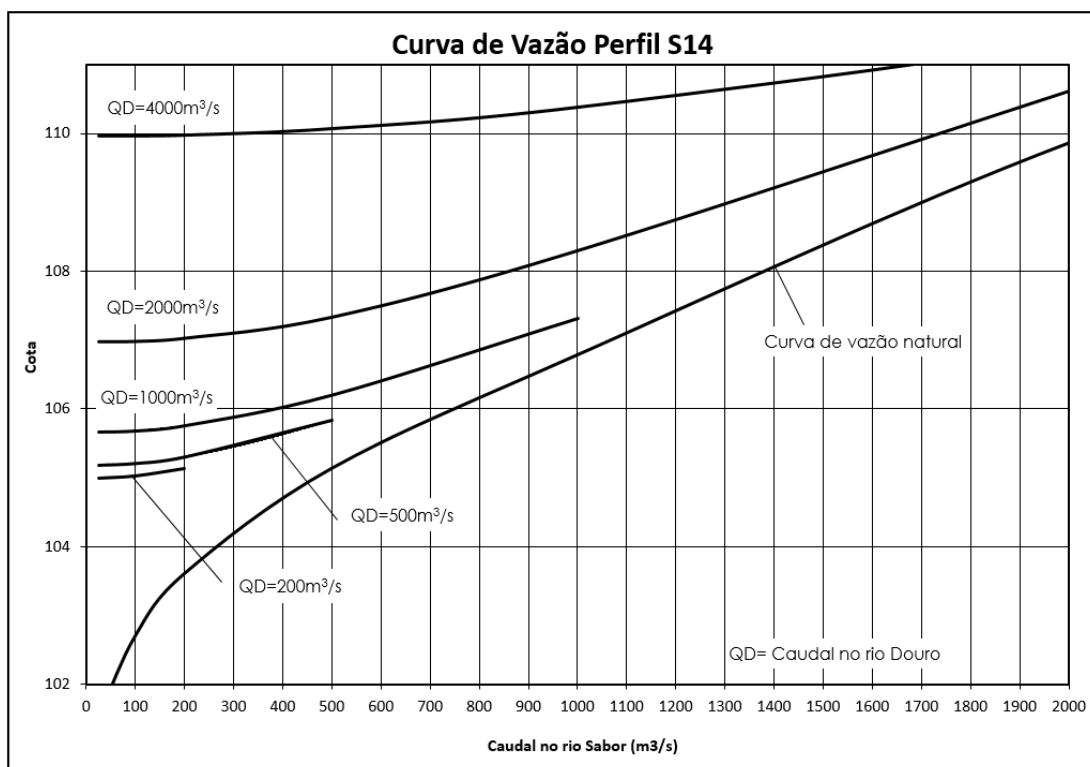
Data (Dia/Mês/Ano):

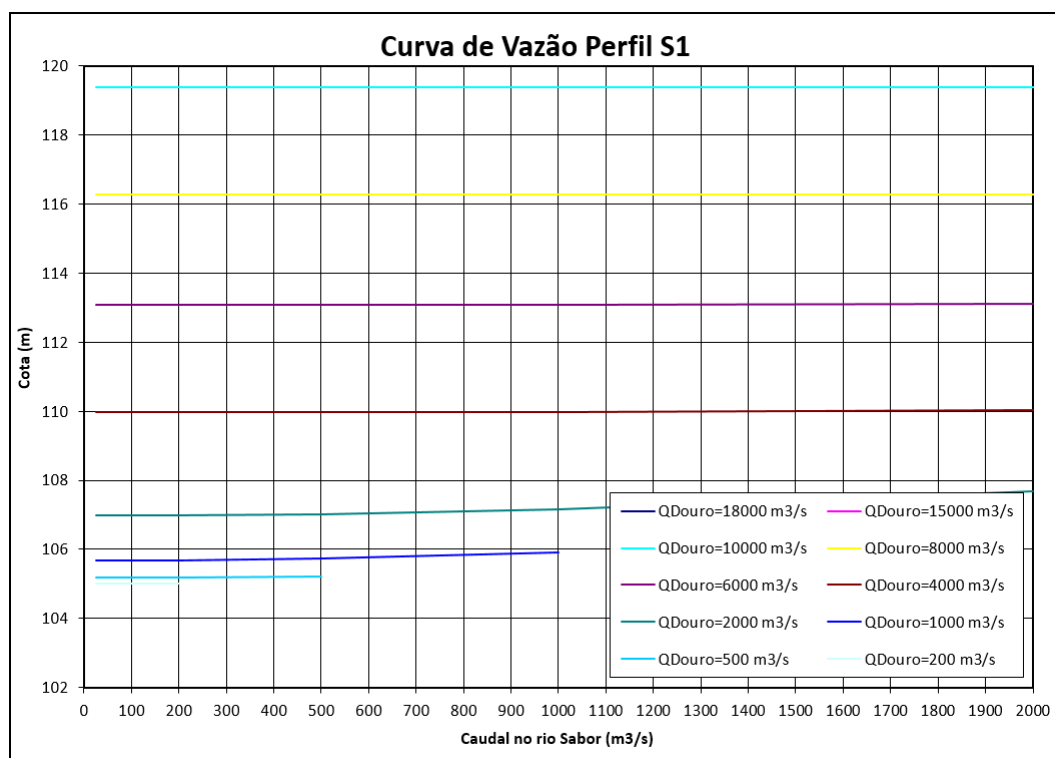
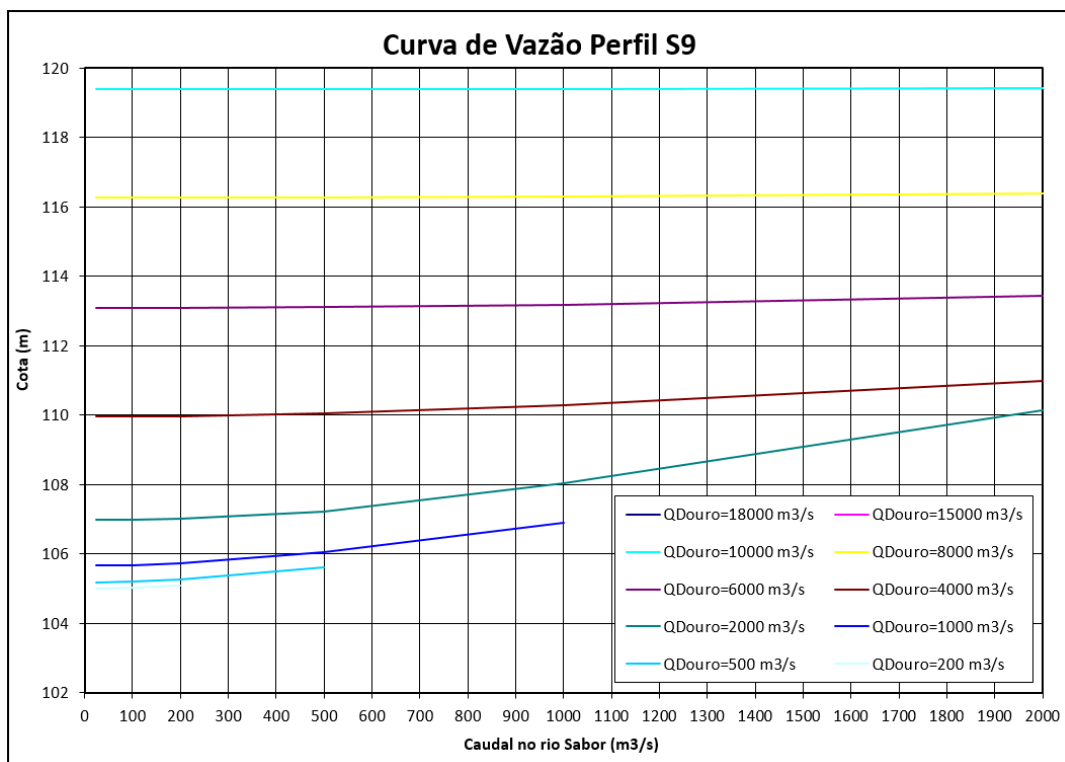
Hora (HH/MM):

O Director do Plano de Emergência Interno (assinatura):

FIM DE MENSAGEM

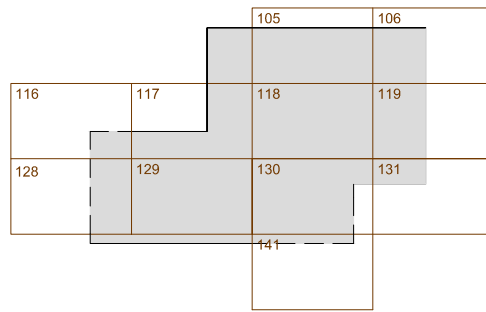
ANEXO C





Curvas de vazão do projeto do AHBS. (EDP, 2005)

Localização sobre as cartas 1:25 000 do IGEO (Série M888)



INFRAESTRUTURAS CRÍTICAS

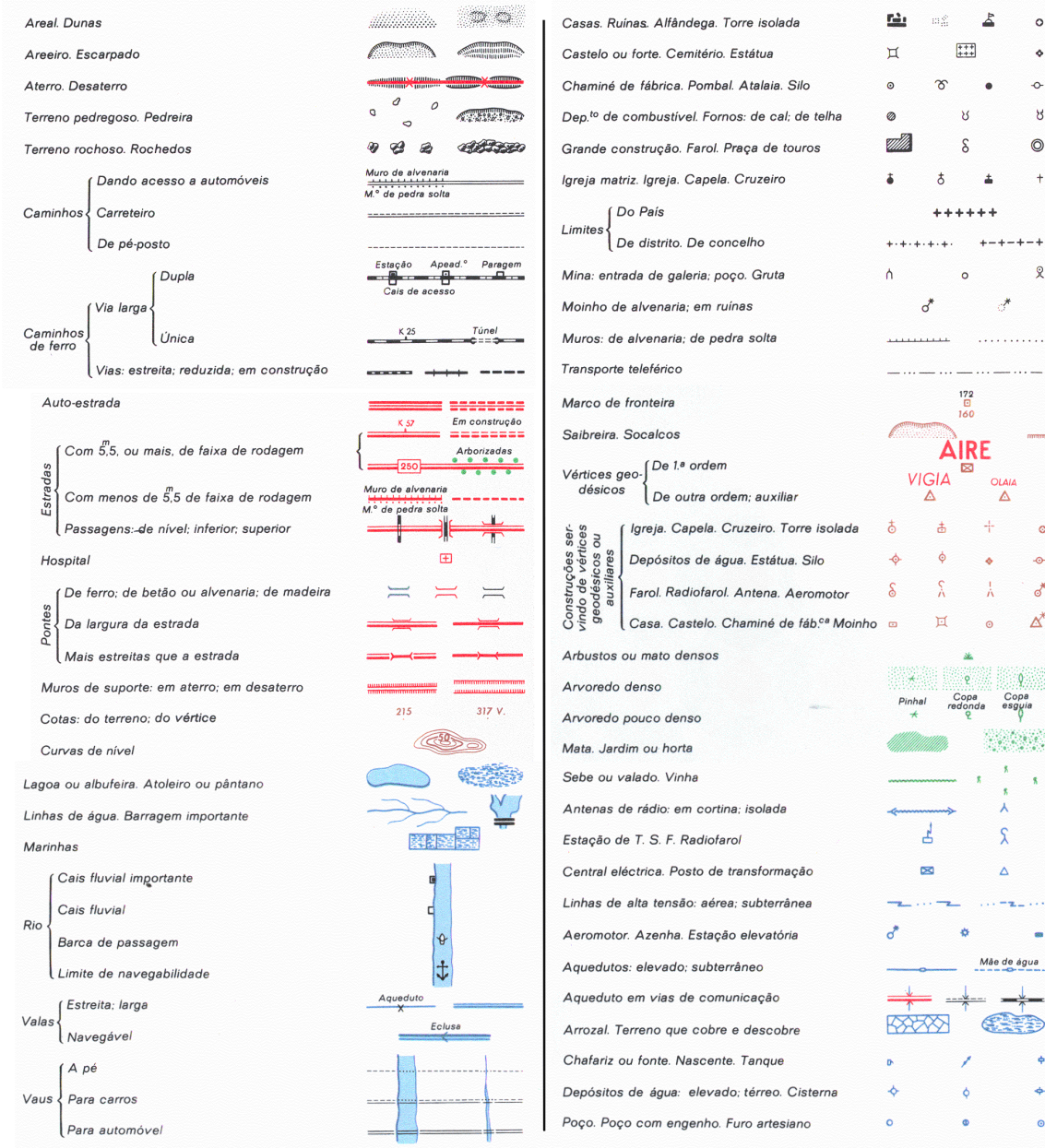
| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|---------------------------------------|----------|------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| P6 | Ponte (EN 614) | 123.26 | Vila Nova de Foz Côa (MD-ME) | V37 - V38 | - | 10 |
| P5 | Ponte EM acesso cemitério | 121.90 | Cortes da Veiga | V37 - V38 | - | 10 |
| P4 | Indústria de extração de óleos | 118.49 | Pocinho (ME) | V38 - V39 | 6 | 9 |
| P3 | Bar do parque de merendas de Frieiras | 114.82 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 60 | 10 |
| P2 | Parque de merendas de Frieiras | 108.06 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 100 | 10 |
| P1 | Praia fluvial de Frieiras | 105.39 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 200 | 10 |

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|--------------------|----------|------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| V15 | Quinta da Silveira | 130.98 | Adega (ME) | V12 | 3 | 4 |
| V14 | Ponte (IP 2) | 129.96 | Adega (MD-ME) | V15 | - | - |
| V13 | Quinta do Carmo | 129.77 | Vila Flor (MD) | V15 - V16 | 5 | - |
| V12 | Quinta do Canóial | 129.16 | Horta da Vilarica (MD) | V13 | 5 | 5 |
| V11 | Ponte (EM 623) | 114.75 | - | V12 | - | 4 |

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|--|----------|--------------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| VE6 | Quinta do Vesúvio | 110.76 | Quinta do Vesúvio - Numbó (ME) | V12 - V13 | 10 | 13 |
| VE5 | Restaurante/ Pensão "Senhora da Ribeira" | 109.94 | Senhora da Ribeira (MD) | V12 - V13 | 120 | 14 |
| VE4 | Via Municipal VM 3 | 107.47 | Ponte (Via Municipal VM 3) | V12 - V13 | - | 14 |
| VE3 | Zona de estar em Senhora da Ribeira | 106.52 | Senhora da Ribeira (MD) | V12 - V13 | 20 | 14 |
| VE2 | Cais flutuante (particular) | 105.95 | Seixo de Ansilões (MD) | V12 - V13 | - | 14 |
| VE1 | Via Municipal VM 3 | 105.59 | Seixo de Ansilões - Qº da Amendoeira | V11 - V12 | - | 14 |

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|--|----------|--------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| SA5 | Ponte (EM 623-1) | 108.37 | - | S1 | - | 8 |
| SA4 | Bar da praia fluvial de Foz do Sabor | 107.89 | Foz do Sabor (MD) | S1 | 55 | 8 e 16 |
| SA3 | Produção/Venda de hortícolas | 107.50 | Cabeça Boa | S3 | 3 | 8 |
| SA2 | Parque de merendas praia fluvial de Foz do Sabor | 107.37 | Cabeça Boa (Foz do Sabor) (MD) | S1 | 100 | 8 e 16 |
| SA1 | Parque infantil da praia fluvial de Foz do Sabor | 106.94 | Foz do Sabor (MD) | S1 | 10 | 8 e 16 |

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|------------------------------|----------|---|---------------|-------------------------|--------|
| F6 | Restaurante "Bago D'Ouro" | 125.90 | Freixo de Numbó-Mós (ME) | V15 - V16 | 200 | 12 |
| F5 | Restaurante "Preguiça" | 125.69 | Mós (MD) | V14 - V15 | 60 | 11 |
| F4 | Quinta dos Ingleses | 120.00 | Vilarelho da Castanheira | V14 - V15 | 5 | 11 |
| F3 | Armazém da Quinta do Lobazim | 113.26 | Lousa (MD) | V14 - V15 | 1 | 11 |
| F2 | Cais flutuante Rib Murça | 107.65 | Mós (MD) | V14 - V15 | 0 | 11 |
| F1 | Via Municipal VM3 | 106.50 | Localidade de Lousa - Torre de Moncorvo | V15 - V16 | - | 12 |



LEGENDA

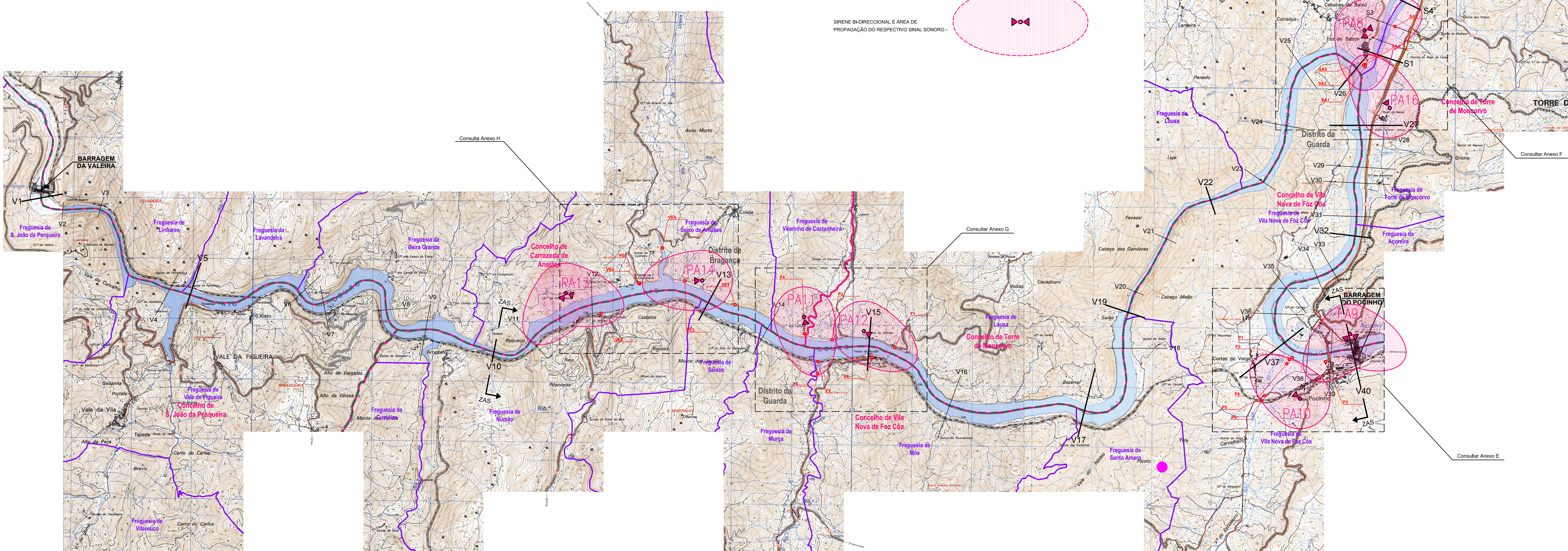
- LIMITE DE DISTRITO
- LIMITE DE CONCELHO
- LIMITE DE FREGUESIA
- TROÇO DE VIA NA ZAS
- INFRAESTRUTURAS CRÍTICAS

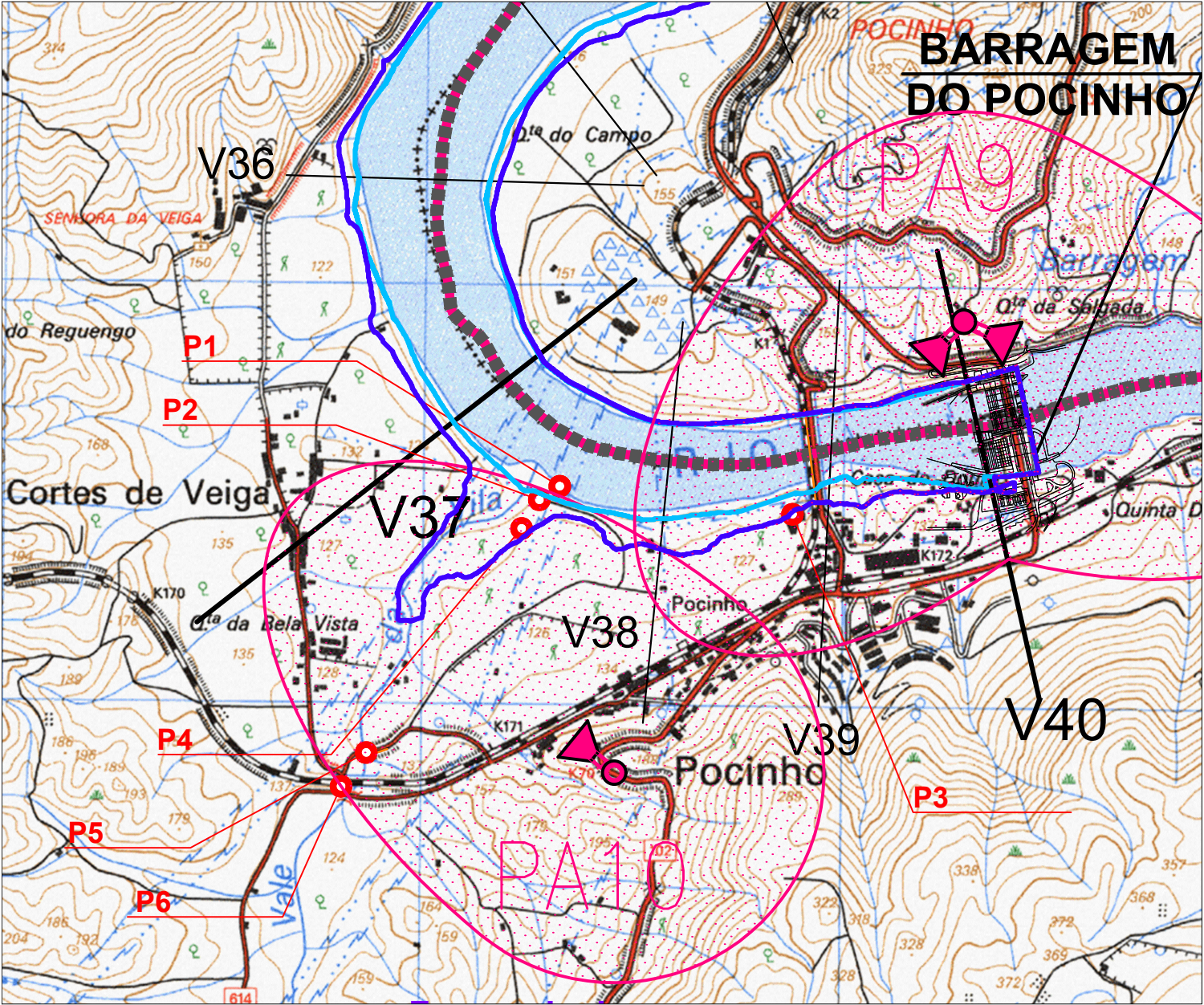
POSTO DE OBSERVAÇÃO E CONTROLO (POC) -

UNIDADE REPETIDORA DE FREQUÊNCIA RÁDIO

SIRENE UNI-DIRECIONAL E ÁREA DE PROPAGACÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -

SIRENE BI-DIRECIONAL E ÁREA DE PROPAGACÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -





escala 1/5000

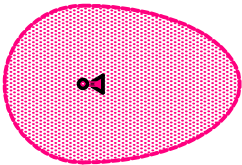
| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|---------------------------------------|----------|------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| P6 | Ponte (EN 614) | 123.26 | Vila Nova de Foz Côa (MD-ME) | V37 - V38 | - | 10 |
| P5 | Ponte EM acesso cemiterio | 121.90 | Cortes da Veiga | V37 - V38 | - | 10 |
| P4 | Indústria de extração de óleos | 118.49 | Pocinho (ME) | V38 - V39 | 6 | 9 |
| P3 | Bar do parque de merendas de Frieiras | 114.82 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 60 | 10 |
| P2 | Parque de merendas de Frieiras | 108.06 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 100 | 10 |
| P1 | Praia fluvial de Frieiras | 105.39 | Pocinho (ME) | V37 - V38 | 200 | 10 |

LEGENDA

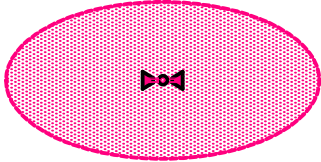
- LIMITE DE DISTRITO
- LIMITE DE CONCELHO
- LIMITE DE FREGUESIA
- LIMITE DA MANCHA DE INUNDAÇÃO (Q = 2000 m3/s)
- LIMITE DA MANCHA DE INUNDAÇÃO (Q = 9000 m3/s)
- TROÇO DE VIA NA ZAS
- INFRAESTRUTURAS CRÍTICAS

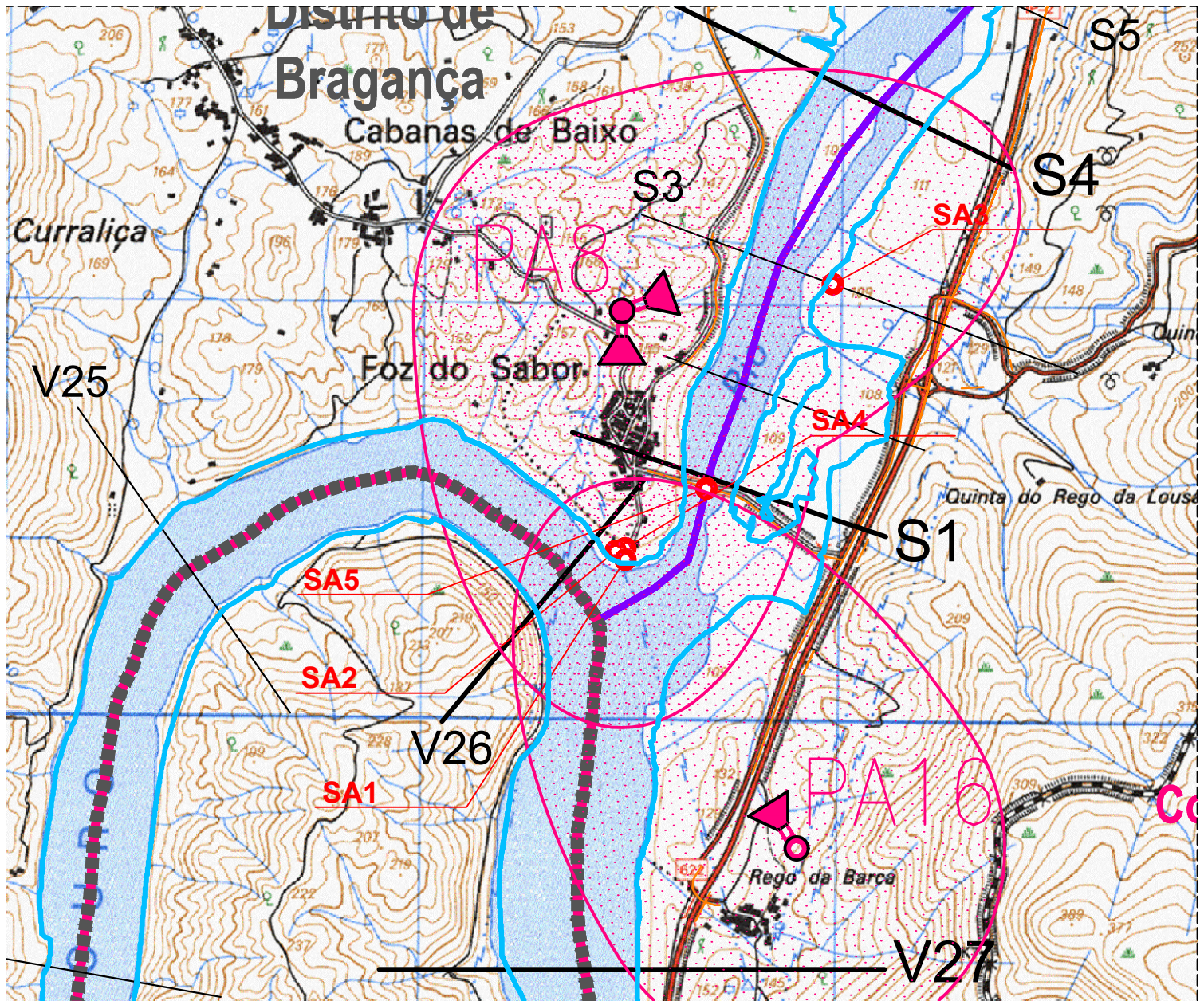
UNIDADE REPETIDORA DE FREQUÊNCIA RÁDIO

SIRENE UNI-DIRECCIONAL E ÁREA DE PROPAGAÇÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -



SIRENE BI-DIRECCIONAL E ÁREA DE PROPAGAÇÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -





escala 1/5000

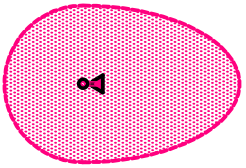
| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|--|----------|--------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| SA5 | Ponte (EM 623-1) | 108.37 | - | S1 | | 8 |
| SA4 | Barra da praia fluvial de Foz do Sabor | 107.89 | Foz do Sabor (MD) | S1 | 55 | 8 e 16 |
| SA3 | Produção/Venda de hortícolas | 107.50 | Cabeça Boa | S3 | 3 | 8 |
| SA2 | Parque de merendas praia fluvial de Foz do Sabor | 107.37 | Cabeça Boa (Foz do Sabor) (MD) | S1 | 100 | 8 e 16 |
| SA1 | Parque infantil da praia fluvial de Foz do Sabor | 106.94 | Foz do Sabor (MD) | S1 | 10 | 8 e 16 |

LEGENDA

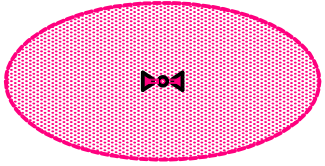
- LIMITE DE DISTRITO
- LIMITE DE CONCELHO
- LIMITE DE FREGUESIA
- LIMITE DA MANCHA DE INUNDAÇÃO (Q = 2200 m³/s)
- TROÇO DE VIA NA ZAS
- INFRAESTRUTURAS CRÍTICAS

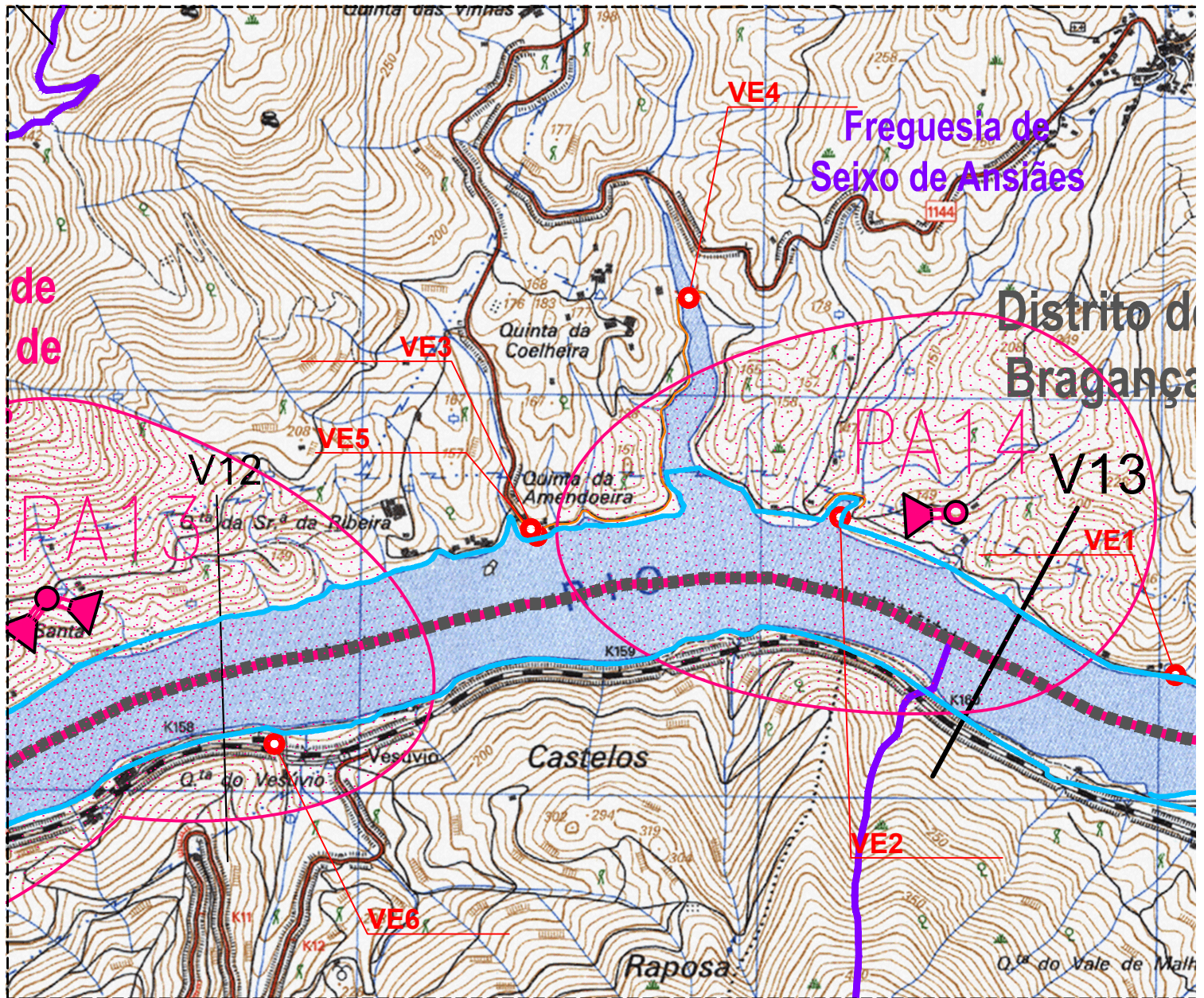
UNIDADE REPETIDORA DE FREQUÊNCIA RÁDIO

SIRENE UNI-DIRECCIONAL E ÁREA DE PROPAGAÇÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -



SIRENE BI-DIRECCIONAL E ÁREA DE PROPAGAÇÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -





escala 1/5000

| Código | Descrição | Cota (m) | Local | Perfil/Secção | Estimativa de população | Sirene |
|--------|--|----------|--------------------------------------|---------------|-------------------------|--------|
| VE6 | Quinta do Vesúvio | 110.76 | Quinta do Vesúvio - Numão (ME) | V12 - V13 | 10 | 13 |
| VE5 | Restaurante/ Pensão "Senhora da Ribeira" | 109.94 | Senhora da Ribeira (MD) | V12 - V13 | 120 | 14 |
| VE4 | Via Municipal VM 3 | 107.47 | Ponte (Via Municipal VM 3) | V12 - V13 | - | 14 |
| VE3 | Zona de estar em Senhora da Ribeira | 106.52 | Senhora da Ribeira (MD) | V12 - V13 | 20 | 14 |
| VE2 | Cais flutuante (particular) | 105.95 | Seixo de Ansiães (MD) | V12 - V13 | - | 14 |
| VE1 | Via Municipal VM 3 | 105.59 | Qtª dos Ingleses - Qtª da Amendoeira | V11 - V12 | - | 14 |

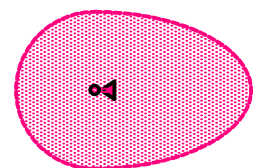
LEGENDA

- LIMITE DE DISTRITO
- LIMITE DE CONCELHO
- LIMITE DE FREGUESIA
- LIMITE DA MANCHA DE INUNDAÇÃO (Q = 4000 m³/s)
- TROÇO DE VIA NA ZAS
- INFRAESTRUTURAS CRÍTICAS

UNIDADE REPETIDORA DE FREQUÊNCIA RÁDIO

SIRENE UNI-DIRECCIONAL E ÁREA DE PROPAGAÇÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -

SIRENE BI-DIRECCIONAL E ÁREA DE PROPAGAÇÃO DO RESPECTIVO SINAL SONORO -



ANEXO H - ZONA DO VESÚVIO (SIRENES 13 e 14)